Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions

2e colloque national - Digues2013

sous la direction de

Paul Royet et Stéphane Bonelli

Hermes

Lavoisier

Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions

© 2013, Lavoisier, Paris
www.editions.lavoisier.fr

ISBN 978-2-7462-4536-5

Le Code de la propriété intellectuelle n'autorisant, aux termes de l'article L. 122-5, d'une part, que les "copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective" et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, "toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause, est illicite" (article L. 122-4). Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait donc une contrefaçon sanctionnée par les articles L. 335-2 et suivants du Code de la propriété intellectuelle.
Tous les noms de sociétés ou de produits cités dans cet ouvrage sont utilisés à des fins d'identification et sont des marques de leurs détenteurs respectifs.

Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions

2e colloque national – Digues2013

12-14 juin 2013 – Aix-en-Provence

sous la direction de

Paul Royet et Stéphane Bonelli

Hermes Science publications

Lavoisier









Région
Provence
Alpes
Côte d'Azur

Table des matières

Introduction xiii

Comités xv

Conférence invitée 1

Introduction à la protection contre les submersions en Flandre – P. PEETERS, M. DE BEUKELAER-DOSSCHE, P. DE WOLF, T. VERWAEST 3

Thème 1 : Aspects réglementaires, niveau de protection, niveau de sûreté, responsabilité des gestionnaires 11

Définir la notion d'ouvrage de protection, un préalable nécessaire pour assurer la sécurité publique et déterminer les responsabilités – J.-M. FÉVRIER, S. BIDAULT 13

Mise en place de la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007 pour les digues maritimes des départements côtiers de la Manche et de Bretagne : état d'avancement, exemples marquants et perspectives – L. BOUDJELLAL, T. VIAL, A. VAUTIER-LARREY, P. MÉRIAUX 19

Digues à la mer : « des gestionnaires à consolider » – G. FAVREL, T. OBÉ. 29

Vers plus d'efficacité pour les digues et une meilleure protection juridique pour leurs gestionnaires – G. RAT 35

Niveaux de protection, de sûreté et de danger pour les digues fluviales : définitions, conséquences et responsabilités T. MALLET, G. DEGOUTTE, P. ROYET. 42

Digues torrentielles de l'Ariège et décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 – D. MORELLATO, O. JULLIN 51

Zones protégées et systèmes de protection : quelques exemples de délimitation en région Rhône-Alpes – O. NEWINGER, I. BEGIC . 60

Réduction des risques de submersion marine et réglementation relative aux digues : une nécessaire évolution de la gouvernance sur un secteur du Cotentin – A. DE BONVILLER, C. NALIN, M. SARRAZA 66

Expérience d'un propriétaire-gestionnaire de digues de classe A : difficultés et perspectives – M. ROUGÉ, J.-L. SIRAC, A. SALMI . 74

Thème 2 : Les digues au sein du système de protection contre les submersions, organisation des gestionnaires de digues, moyens humains et outils 81

Plan de Gestion des Ouvrages en Période de Crues (P.G.O.P.C.) dans le Grand Delta du Rhône – J. GUILLOT, S. CHARDÈS, J.-P. GAUTIER, T. MALLET 83

Définition des systèmes de protection contre les submersions et analyse de leur fonctionnement : méthodologie issue du retour d'expérience Xynthia – M. IGIGABEL, Y. NÉDÉLEC, N. BÉRENGER, N. FLOUEST, J. REVEL, R. BÉNOT, H. DAVIAS, A. BERNARD, C. PITIÉ, A. SOUQUIÈRE, Y. DENIAUD 91

Travaux de réparation des digues de l'agglomération Troyenne – A. DE KERGARIOU, C. VARON, A. MICHAUT 99

Le SIRS digues deuxième génération – I. MOINS, S. CHARDÈS, J.-C. GAZEAU, V. PLATZ 105

Projet SAO POLO : adaptation des structures côtières au changement climatique – P. SERGENT, G. PRÉVOT, G. MATTAROLO, M. LUCK, J. BROSSARD, D.T. NGUYEN, G. MOREL, N.-F. MAR, M. BENOIT, F. ROPERT, N. GUILLOU, F. BOUTTES, X. KERGADALLAN, J.-J.TRICHET, J.-R. DELISLE, J.-M. MENON, P. MALLET, N. VOYNEAU, M. LAM, G. LE BANNER 113

Digsure : une méthode et un outil SIG d'aide au diagnostic et à la gestion des digues fluviales – R. TOURMENT, L. PEYRAS, G. BAMBARA, B. BEULLAC, C. CASTEIGTS, C. DELAUNAY, M. VUILLET, J.-C. DE MASSIAC, A. ALLOUCHE, L. NICOLAS 122

Le Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux des digues en France – F. MINISCLOUX, D. SALMON 129

Thème 3 : Etudes de dangers et méthodologie générale de diagnostic 139

Remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon : étude de dangers – M. CHEETHAM, B. CHAZELLE, J.-L. DEHERRIPONT, C. KHOUMA, M. KOSCIELNY 141

Retour d'expérience sur l'étude de dangers réalisée dans le cadre du Projet « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche » O. MANIN, M. GRENIER, M. PINHAS, V. PLATZ, T. MONIER, S. COLAUTTI 150

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : retour d'expérience – J. MAURIN, A. BOULAY, P. FERREIRA, R. TOURMENT, B. BEULLAC 158

Etude de dangers des digues de protection contre les crues torrentielles : présentation du cas de l'EDD des digues du torrent de La Salle, recommandations et perspectives – P. MÉRIAUX, D. RICHARD, H. FÉLIX, D. LAIGLE, M. BON, G. ASTIER, I. BONCOMPAIN, Y. QUEFFÉLÉAN 164

Réflexions autour des études de dangers des digues – D. SALMON, P. LEDOUX, C. DUVAL 176

Etude de dangers du Seuil de Garantie à Saint-Jean-de-Luz – E. TENA-DAVILA, D. RIHOUEY, J. DUGOR, B. MARTINEZ, M. SALLABERRY 184

Méthodologie EDF de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire. Exemple d'application aux digues du Sierroz à Aix-les-Bains – J.-R. COURIVAUD, B. GIRARD, J.-J. FRY 192

Diagnostic continu et analyse géo-localisée du risque appliqués aux digues du petit Rhône – P. SOULAT, A. BONNAFÉ, J.-G. MOULIN, F. MONTARROS, T. MALLET, A.-L. MARTIN, R. TOURMENT 202

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : modèle d'aléas de rupture – J. MAURIN, A. BOULAY, E. DURAND, S. PINEY, B. BRIDOUX, R. TOURMENT. 209

Thème 4 : Aléas auxquels sont soumis les ouvrages, en particulier pour les digues maritimes, modes de rupture, scénarios et mécanismes 217

Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable / fines constitutifs des digues – N. BENAHMED, T.K. NGUYEN, P.-Y. HICHER, M. NICOLAS. 219

Evaluation du risque érosif et sismique au niveau de la digue de protection marine de la Duchesse Anne entre Cancale et le Mont Saint-Michel – R. BÉNOT, O. MALASSINGNE 228

Les effets de la tempête Xynthia sur les digues maritimes en Pays de la Loire : les désordres observés et leurs causes N. BÉRENGER, R. BÉNOT, B. BÉRENGER, H. DAVIAS 233

Dimensionnement des ouvrages maritimes de protection : état des pratiques actuelles et prise en compte du changement climatique A. BERNARD, C. TRMAL, G. PRÉVOT, P. GAUFRÈS 240

Etude expérimentale des ruptures de digues par surverse – G. CHARRIER, M. AMIELH, L. PIETRI, F. ANSELMET, A. PAQUIER 248

Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion – P.-Y. HICHER 256

Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques L. SIBILLE, N. HADDA, F. NICOT, F. DARVE 263

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : études des brèches historique – J. MAURIN, A. BOULAY, S. PINEY, M. GAULLIER, N. BÉRENGER, D. BARRAUD 272

Modélisation du risque de submersion marine sur la façade océanique de la Charente-Maritime – Y. MENSENCAL, C. COULET . . . 277

De l'EDD des digues en France aux travaux de l'ILH sur les mécanismes élémentaires et les scénarios de défaillance R. TOURMENT, B. BEULLAC, Y. DENIAUD, J. SIMM, M. WALLIS, M. SHARP, R. POHL, H. VAN HEMERT 288

Recommandations ERINOH (volume 3) : maîtrise de l'érosion interne – L. DEROO, J.-J. FRY 298

Guide ERINOH : les essais de laboratoire – S. BONELLI 308

Analyse de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues – J.-J. FRY, J.-R. COURIVAUD 316

Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydraulique en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône – G. BAMBARA, N. BENAHMED, P. MÉRIAUX, O. BELLIER 324

Thème 5. Méthodes de reconnaissance, essais de laboratoire, essais et mesures in situ, y compris les coûts 333

La télédétection LiDAR héliportée haute résolution, un outil efficace pour étudier la topographie et contribuer au diagnostic des digues de protection – P. MÉRIAUX, L. AURIAU, J. MAURIN, A. BOULAY, S. LACOMBE, S. MARMU 335

Diagnostic des digues de la Leysse – R. GRANJON 345

Apport du radar géologique à l'imagerie interne des digues – R. ANTOINE, C. FAUCHARD, E. DURAND, B. BEAUCAMP 353

Deux méthodes d'interprétation des piézocônes effectués dans un site sableux supportant des digues – J.-F. SERRATRICE, D. CRIADO 361

Essais de laboratoire et résistance à la liquéfaction dans un site sableux supportant des digues – J.-F. SERRATRICE, D. CRIADO . . . 367

Méthodologie systématique de caractérisation de la sensibilité à la suffusion – D. MAROT, H.H. NGUYEN, F. BENDAHMANE 376

Etude des effets d'échelle sur le phénomène de suffusion par érodimètre centrifugé – D. MAROT, L. THOREL, P. AUDRAIN, V.D. LE, J. GARNIER, A. ALEXIS 383

Analyse phénoménologique et caractérisation de la sensibilité à la suffusion – D. MAROT, Y. SAIL, L. SIBILLE 391

Etude paramétrique et statistique de la sensibilité de sols fins à l'érosion d'interface – D. MAROT, P.-L. REGAZZONI, H.H. NGUYEN, F. BENDAHMANE 399

Construction d'un modèle stochastique pour l'érosion de contact à partir de mesures hydrodynamiques locales – P. PHILIPPE, R. BÉGUIN, Y.-H. FAURE 406

Caractérisation de la durabilité des enrochements protégeant les digues – C. PICAULT, J. PERRIER, M. DUMAS 414

Etude expérimentale de la stabilité des carapaces des digues en enrochement en faibles profondeurs d'eau – G. PRÉVOT, O. BOUCHER, M. LUCK, M. BENOIT 420

Détection électrique de racines vivantes : modélisation et expérimentation sur le terrain – C. ZANETTI, I. RENAULT, M. VENNETIER, P. MÉRIAUX, S. PALMA LOPES, B. MARY 429

Recommandations ERINOH (volume 2) : méthodologie de diagnostic de l'érosion interne dans les digues en remblai D. FRANÇOIS, P. MÉRIAUX, J. MONNET 434

Etude de la suffusion des sols grossiers : cas des graves du Rhin – A. BENAMAR, A. BENNABI, T. KAROUI, H. WANG 443

Thème 6 : Modélisations physiques, mathématiques et numériques (géomécanique, hydraulique, modèles réduits) 449

Modélisation physique à grande échelle de la rupture d'une digue par érosion de contact : influence de la recharge granulaire R. BÉGUIN, J.-J. FRY, C. PICAULT, J.-R. COURIVAUD, Y.-H. FAURE, P. PHILIPPE 451

Principes de modélisation hydraulique d'une ou plusieurs brèches de digues dans TELEMAC 2D – Application à l'analyse de l'aléa inondation sur le secteur de la Pège (pays de Saint-Gilles-Croix-de-Vie) – P. CHASSE, C. VANROYE 459

Calculs pseudo-statiques par la méthode des blocs – J.-F. SERRATRICE, D. CRIADO 464

Modélisation d'une brèche par surverse et de sa fosse d'érosion par implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D C. LAROCHE, M. ALQUIER, L. SOLIGNAC. 473

Propagation de l'onde de submersion en milieu urbain consécutive à la rupture des digues – exemples de l'Isère et du Drac A. MASSON, J. VIARRE, T. MONIER, M. PINHAS, O. MANIN 481

Modélisation hydraulique de la mise en transparence du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles – C. GIRARD, J. SCHAGUENE, A. MASSON, R. TOURMENT, J.-B. FAURE, S. RABASEDA. 489

Thème 7. Surveillance, entretien et maintenance, y compris les coûts 497

Détection et alerte précoce de fuites et de ruptures de digues par système composite textile-fibre optique – O. ARTIÈRES 499

Retour d'expérience sur la surveillance de digues de canaux par fibre optique – Y.-L. BECK, J.-R. COURIVAUD, J.-J. FRY, C. GUIDOUX. 507

Détection des fuites dans les ouvrages hydrauliques par la méthode SCAN Leak – A. BOLÈVE, J.-R. COURIVAUD 514

Etat des méthodes éprouvées et innovantes pour la surveillance des digues fluviales – C. NADIM, P. ROYET, P. MÉRIAUX, C. DUVAL 520

AD Isère Drac Romanche : surveillance et entretien des digues au jour le jour – V. PLATZ, M. PINHAS 528

Développement et décomposition des systèmes racinaires : risques induits pour les digues et solutions de gestion C. ZANETTI, M. VENNETIER, P. MÉRIAUX 536

Système actif de détection de fuite par fibre optique répartie : évaluation des performances sur démonstrateur en sable V. LANTICQ, V. LAMOUR, F. RICHARD, R. DEVAUX, T. D. LE 541

Thème 8. Techniques de construction, réparation, confortement et renforcement, spécificités, coûts 547

Travaux de confortement de digues sèches : éventail de solutions, pour différents budgets – B. CHALUS, H. CHAPUIS 549

Résistance à l'érosion des sols traités à la chaux et application aux digues : une étude paramétrique complète en laboratoire C. CHEVALIER, I. HAGHIGHI, G. HERRIER 558

La digue expérimentale du CER de Rouen : un ouvrage hydraulique en vraie grandeur en sol traité à la chaux I. CHARLES, G. HERRIER, C. CHEVALIER, E. DURAND 565

Le sol traité à la chaux : un matériau résistant à l'érosion pour les ouvrages hydrauliques – G. HERRIER, C. CHEVALIER, M. FROUMENTIN, S. BONELLI, J.-J. FRY 572

Etude de coût des ouvrages de protection contre les inondations fluviales – M. IGIGABEL, V. CHAOUCH, M. EL FADILI 580

Vieillissement des géosynthétiques-filtres utilisés dans le drainage des ouvrages hydrauliques : enseignements tirés du démantèlement d'un dispositif expérimental ancien – P. MÉRIAUX, G. VEYLON, Y.-H. FAURE, R. GALLO, D. NIVON, M. BARTHE, C. BERTRAND 587

Digues littorales en terre : cas des terres basses et des sols compressibles – Y. NÉDÉLEC, S. GARDET, J. REVEL, F. CLÉMENT, V. DROZ 598

Techniques de réparations de digues – P. ARGENTIER, M. PINHAS 605

Thème 9. Projets globaux, analyse coût-bénéfice d'un système d'endiguement, études de cas, les déversoirs, les zones résistantes à la surverse 613

Analyse coût-bénéfice du renforcement des digues du Rhône entre Beaucaire et Fourques – T. ADELINE, T. MALLET 615

Retour d'expérience de premières analyses coûts-bénéfices littorales – C. PERHERIN, N. CRESPIN, L. BOCQUIER, M.-C. BARBEAU 624

Reconstruction des digues du Reyran après la crue du 5 Novembre 2011 – B. CORTIER, G. QUESNEL, L. FONTAINE, P. DONAT, A. PICAT 632

Sécurisation des digues du Rhône entre Beaucaire et Arles : conception hydraulique du système et des digues résistantes à la surverse – T. MALLET, A. SALMI, P. BILLY, J.-B. FAURE, P. MÉRIAUX, M. PROVANSAL 640

Les déversoirs retenus dans le projet « Isère Amont » : fonctionnalités, dimensionnement, dispositions constructives
O. MANIN, D. MILLERET, J.-F. FRÉZET, L. BOUTONNIER 650

Confortement par paroi étanche de la digue du Domaine Universitaire de Grenoble dans le cadre du Projet « Isère Amont » : retour d'expérience – O. MANIN, D. MILLERET, L. BOUTONNIER, J.-P. PINCHART, A. NICOLINI 658

Protection contre les crues de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières : difficultés du projet liées au contexte urbain
F. MOUCHEROUD 664

Utilisation de gabions dans les déversoirs longitudinaux pour les bassins écrêteurs de crues : exemples de réalisations
M. VICARI, A. PLASTRE 672

Confortement des digues de la Garonne à Toulouse : sécurisation de digues à la conception atypique n'ayant pas connu de sollicitation majeure – J. QUATREMARRE, M. LINO, A. SALMI, L. FOURQUET, R. SARRALDE 680

Reconstruction des digues fluviales en retrait – A. SALMI, R. LAPIERRE, M. ROUGÉ, E. VUILLERMET 687

Digues de premier rang : réduction de la vulnérabilité des protections, de la conception à la réalisation d'ouvrages de surverse
N. SICART, E. VUILLERMET, R. LAPIERRE, A. SALMI 694

Restauration des berges et digues de l'Estey d'Eyrans au moyen du traitement à la chaux : une solution performante et respectueuse de l'environnement – E. NORENA, T. DINGER, P. BIENVENU, G. HERRIER 701

Les renforcements de digues en Loire moyenne, mise en perspective des techniques et expérimentation
S. PATOUILLARD, N. AUGER, J. MAURIN 706

Index 711

Introduction

Dans un processus parfois itératif, les digues attirent la population et les activités commerciales et industrielles dans la zone dite "protégée". Et l'importance des enjeux justifie à son tour une demande accrue de protection. Tout cela conduit à des situations qui sont souvent plus dangereuses qu'en l'absence de digues. Aujourd'hui cela constitue un problème politique de grande ampleur qui a été mis en évidence par plusieurs événements depuis un peu plus d'une dizaine d'années (Aude 1999, Gard 2002, Rhône aval 2003, la Nouvelle Orléans 2005, Xynthia 2010 pour ne citer que les plus proches ou les plus marquants). Si certaines grandes agglomérations étaient touchées par des ruptures de digue, des catastrophes encore plus grandes sont à craindre.

Les digues de protection sont des ouvrages hydrauliques à grand linéaire, souvent très anciens. On parle aussi de « digues sèches » pour indiquer qu'elles ne sont que rarement en eau, et pour des événements non contrôlables. Ceci conduit à des spécificités différentes de celles des barrages :

- contraintes fortes concernant les emprises et les matériaux, fondation parfois de moins bonne qualité que le corps de digue lui-même ;
- impossibilité de réaliser une mise en eau contrôlée, dispositif d'auscultation absent ou très réduit, peu de suivi et d'analyse périodique ;
- hétérogénéité à plusieurs échelles et nombreux ouvrages enterrés ou traversant ;
- recours à des méthodes à grand rendement pour leur reconnaissance et leur surveillance ;
- nécessité de méthodes pour optimiser leur maintenance et leur réparation, dans un contexte de ressources limitées ;
- présence d'enjeux importants en arrière immédiat ou dans des zones où l'inondation peut atteindre plusieurs mètres en peu de temps en cas de brèche
- difficulté à prévoir la localisation d'éventuelles ruptures et à évaluer leurs conséquences.

Les digues de canaux navigables et d'aménagements hydro-électriques sont à charge permanente et sont réglementairement assimilées à des barrages. Toutefois, bien que la protection n'est pas leur fonction, ces ouvrages ont des caractéristiques communes avec les ouvrages de protection (par exemple : aspects liés au grand linéaire, ouvrages ayant un double rôle dont la protection, etc).

Le colloque Digues2013 est organisé par l'Irstea (Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture) et Promosciences, les 12, 13 et 14 juin 2013 au Centre des Congrès d'Aix en Provence, avec le soutien du MEDDE (Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie), du CFBR (Comité Français des Barrages Réservoirs), et de la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur. Une visite de terrain le 15 juin, organisée par le SYMADREM, vient illustrer certains aspects.

Cet évènement se situe dans le prolongement du colloque technique « Sécurité des digues fluviales et de navigation » organisé par le CFBR et le MEDD à Orléans les 25 et 26 novembre 2004.

Il rassemble maîtres d'ouvrages, gestionnaires, concepteurs, constructeurs, enseignants et chercheurs, services de contrôle, organismes financeurs, agissant dans les domaines d'activités liés, directement ou indirectement, à la sûreté des digues maritimes et fluviales.

Il vise à être une occasion privilégiée d'échanges, de réflexions et retours d'expériences concernant les avancées scientifiques et techniques récentes dans le domaine des digues maritimes et fluviales.

Il intègre la restitution finale du projet de recherche du Réseau Génie Civil et Urbain C2D2 intitulé «Levees» et portant sur les Ruptures diffuses et érosives des digues fluviales de protection. Ce projet est soutenu par le RGCU (Réseau Génie Civil et Urbain) dans le cadre du programme C2D2 (Concevoir et construire pour le développement durable).

Il intègre également les avancées du projet de R&D Digsure financé par la Région PACA, et des projets internationaux en cours tels que Floodprobe ou ILH (International Levee Handbook).

Ce colloque est l'occasion de faire le point après 5 ans de mise en œuvre de la réglementation sur les ouvrages hydrauliques (décret 2007-1735 du 11 décembre 2007). En effet, l'article L.562-8-1 du code de l'environnement invite à ne plus dissocier la sûreté de l'efficacité. En tant qu'ouvrages hydrauliques, les digues ne doivent pas rompre de façon dangereuse pour les populations. En tant que moyen de prévention du risque d'inondation ou de submersion, les performances et les limites de ces digues doivent être connues avec précision.

Comités

Comité d'Organisation

Viviane BERNADAC (Promosciences)

Stéphane BONELLI (Irstea)

Isabelle DEJUSSEL (CFBR)

Paul ROYET (Irstea)

Martine SYLVESTRE (Irstea)

Comité Scientifique

PRÉSIDENT

Paul ROYET (Irstea)

MEMBRES

Fabien ANSELMET (IRPHE, CNRS)

Stéphane BONELLI (Irstea)

Jean BOULET (EDF)

Eric BRANDON (MEDDE et BETCGB)

Patrick CHASSE (CETMEF)

Gérard DEGOUTTE (CTPBOH)

Laurence DUCHESNE (CNR)

Benoit HOUDANT (CFBR)

Patrick LEDOUX
(Cete Méditerranée)

Michel LINO (ISL)

Daniel LOUDIERE (SHF et CTPBOH)

Thibaut MALLET (SYMADREM)

Didier MAROT (Gem, CNRS)

Jean MAURIN (DREAL Centre)

Thierry MONIER (Artélia–Sogreah)

Thierry MONIER (EGIS)

Sergio PALMA-LOPES (IFSTTAR)

Michel PINHAS (AD Isère)

Gilles RAT (MEDDE–DGPR)

Nathalie ROSIN-CORRE
(Tractebel Engineering-Coyne et Bellier)

Akim SALMI (ISL)

Patrick SOULAT (Safege)

Conférence invitée

Introduction à la protection contre les submersions en Flandre

Introduction à la protection contre les submersions en Flandre

P. Peeters[1], M. De Beukelaer-Dossche[2], P. De Wolf[3], T. Verwaest[1]

[1] Flanders Hydraulics Research, Anvers, patrik.peeters@mow.vlaanderen.be
[2] W&Z, Division Escaut Maritime, Anvers, michael.debeukelaer-dossche@wenz.be
[3]MDK, Division Côte, Ostende, peter.dewolf@mow.vlaanderen.be

Résumé

Un des objectifs de la gestion de l'eau en Flandre est de limiter les dommages occasionnés par les crues et les submersions. Ceci peut être réalisé à l'aide de l'approche « risque = probabilité x vulnérabilité » et en appliquant la méthodologie flamande du risque d'inondation. Avec cette méthode, les conséquences des inondations sont évaluées en termes de risque économique (exprimé en euros / an) et des pertes humaines (exprimées en pertes / an).
Dans le processus d'actualisation du plan de sécurité pour l'Escaut maritime (le plan Sigma), l'impact des différents grands travaux d'infrastructure, à savoir le rehaussement des digues, la création de nouvelles zones d'inondation contrôlée, la construction de barrières anti-tempêtes éventuellement temporaires, ... a été évalué. Ce processus conduit à l'Alternative la Plus Souhaitable.
Dans le cadre du Plan d'Ensemble de la Protection Côtière (MP KV), le niveau de sécurité de la côte flamande a été évalué et d'importantes améliorations de la protection côtière sont maintenant en cours d'exécution. La mesure la plus importante est le rechargement des plages. D'autres mesures sont des murets anti-inondations sur les digues et dans les ports, l'élargissement de certaines digues avec des bassins pour atténuer les vagues, et la construction d'une barrière anti-tempêtes dans le port de Nieuport.

Abstract

One of the objectives of Flemish flood management is to seek to limit the damage. This can be achieved by using the approach « risk = probability x vulnerability ». In the Flemish flood risk methodology the consequences of floods are assessed in terms of economic risk (expressed in euro/year) and human loss (expressed in casualties/year).
In the process of actualisation of the safety plan for the tidal river Scheldt (Sigma plan), the impact of different large infrastructure works, i.e. the heightening of dikes, the creation of new controlled flood areas, the construction of storm surge barriers,… was assessed, resulting in the so-called Most Desirable Alternative.
In addition, within the frame work of the Masterplan for Flanders Coastal Safety (MP KV), the safety of the Flemish coast was assessed and important improvements of the coastal protection are now being executed The most important protection measure is the beach nourishment. Other measures are the construction of storm walls on sea and quay walls, broadening certain sea walls by the construction of a stilling wave basin, the construction of a storm surge barrier at the port of Newport.

Introduction

En Flandre, deux districts hydrographiques peuvent être identifiés: le bassin de l'Escaut et le bassin de la Meuse. Dans la gestion des cours d'eau, il y a une distinction claire entre les voies navigables et non-navigables. En outre, presque 70 km de littoral doivent être protégés contre les inondations par la mer (Figure 1).
Le long des grandes rivières, les digues assurent une protection socialement et économiquement acceptable contre les inondations (Figure 2).

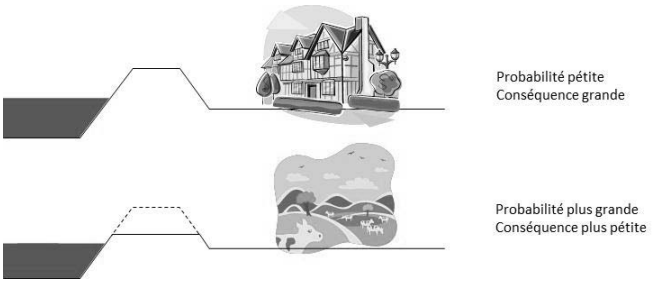


FIGURE 2: PRINCIPE DES RISQUES PROTECTION

Les paragraphes suivants traitent en détail les plans de sécurité respectivement pour l'Escaut Maritime (plan Sigma) et pour la côte (MP KV). Ces deux plans ont utilisé la méthodologie flamande du risque d'inondation [1].

Le plan Sigma aujourd'hui

L'embouchure de l'estuaire de l'Escaut est située sur la Mer du Nord près de la frontière belgo-néerlandaise. La partie la plus en aval (Westerschelde), fait partie des Pays-Bas. La partie en amont (l'Escaut maritime) est située en territoire belge

L'objectif du plan de sécurité pour l'Escaut Maritime (le plan Sigma (lancé en 1977) est le rehaussement et le renforcement des digues ainsi que la construction de zones d'inondation contrôlée en combinaison avec des murets anti-inondations à Anvers.

En particulier en raison du changement climatique et de nouvelles perspectives dans la gestion de l'eau, une actualisation du plan Sigma a récemment été élaborée. Le plan Sigma actualisé s'engage à réaliser un niveau de sécurité satisfaisant (la période de retour se situe entre 1000 et 4000 ans). Dans le même temps, il prévoit de réhabiliter la superbe nature de l'Escaut, tout en accordant une attention au rôle économique de ce fleuve, qui est l'une des voies navigables les plus fréquentées d'Europe. Par conséquent, différentes techniques de restauration de l'écologie estuarienne sont élaborées qui combinent la sécurité et la restauration. Renforcent les digues en créant plus d'espace pour la rivière (p. ex réalignement géré ou dépoldérisation), créent des zones d'inondation contrôlée (avec ou sans marée réduite contrôlée), et des zones mouillés sans marée, ... La figure 3 illustre le cadre général du plan Sigma Actualisé et les différentes mesures proposées (approuvées par le gouvernement flamand en 2005. Coût estimé: 850 millions EUR).

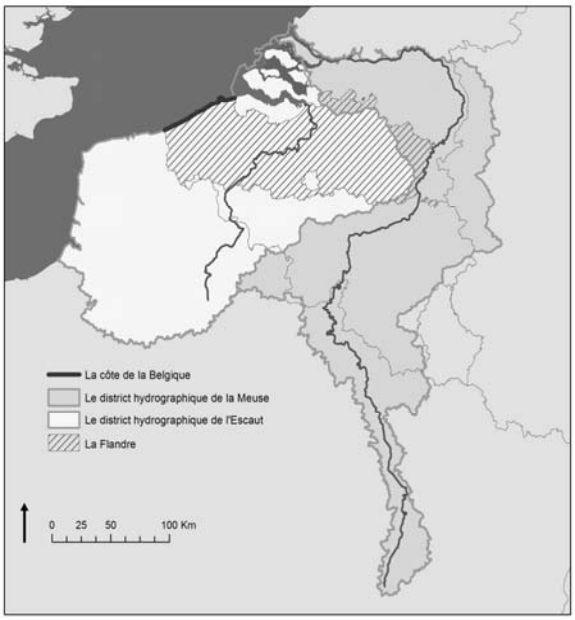


FIGURE 1: LA CÔTE ET LES DEUX DISTRICTS HYDROGRAPHIQUE EN FLANDRE



PHOTO 1: TRAVAUX DE DIGUES

Installation des Zones d'Inondation Contrôlée (avec Marée Réduite Contrôlée)

Une ZIC n'est inondée qu'en cas de marée tempétueuse (approximativement une fois par an). Quand le niveau d'eau est élevé, l'eau se répand dans la zone d'inondation via la digue de débordement. Le raz-de-marée perd ainsi de sa puissance. La digue de débordement est la digue originelle, qui a été abaissée et consolidée de manière à résister au déferlement de l'eau. Une fois que le niveau de la rivière a suffisamment baissé, l'eau s'évacue par des ouvrages d'écoulement spéciaux (FCA = Flood Control Area, voir Figure 5).

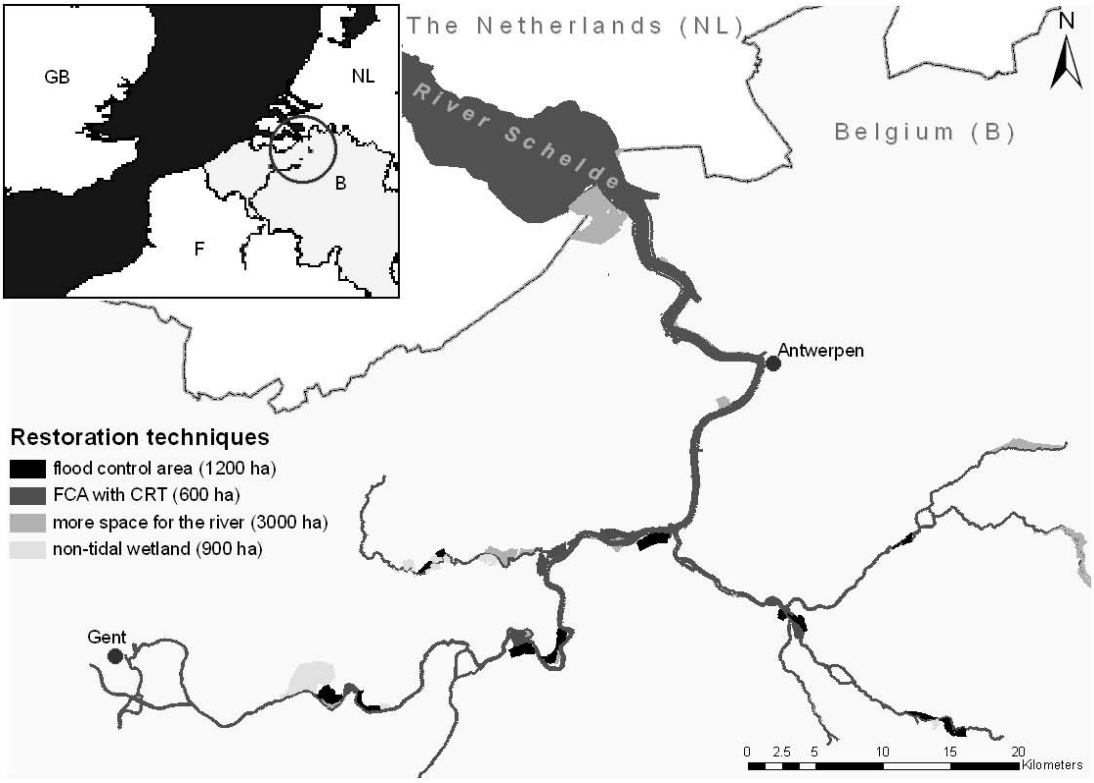


FIGURE 3: PRÉSENTATION GÉNÉRALE DU PLAN SIGMA AUJOURD'HUI

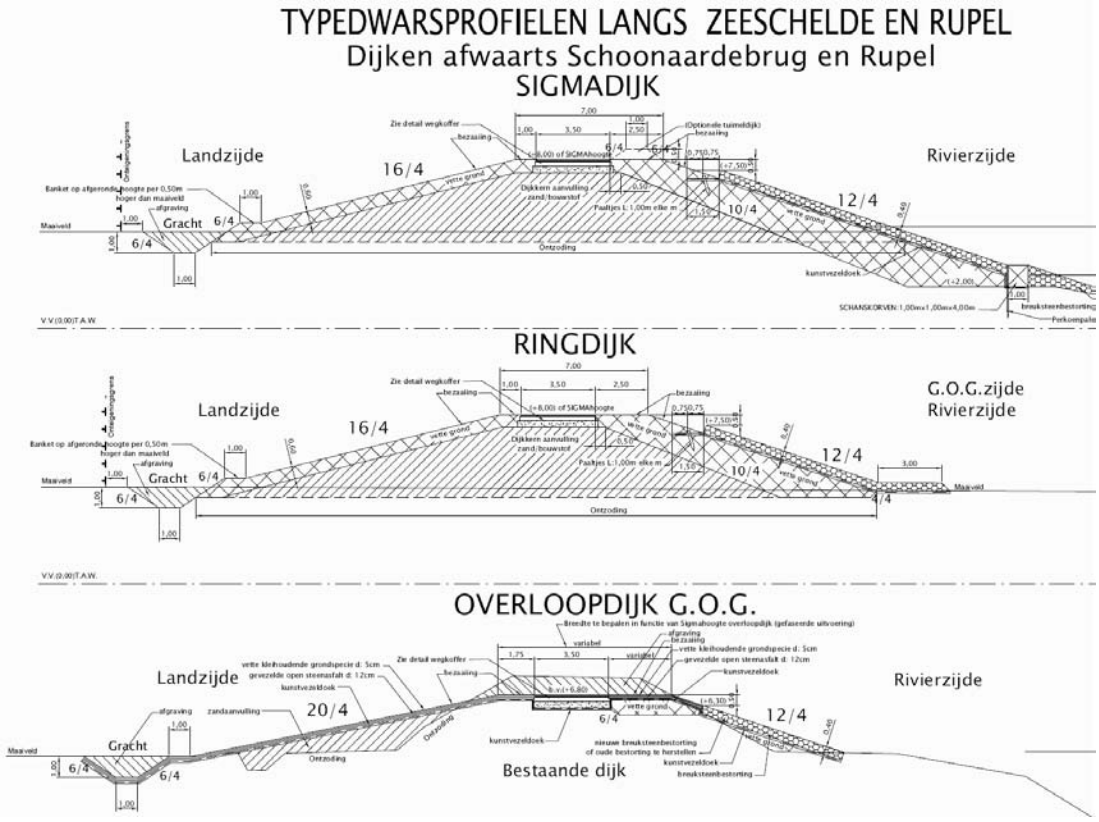


FIGURE 4: LES PROFILS D'UNE DIGUE SIGMA, DIGUE D'ENCERCLEMENT ET DIGUE DE DÉVERSEMENT

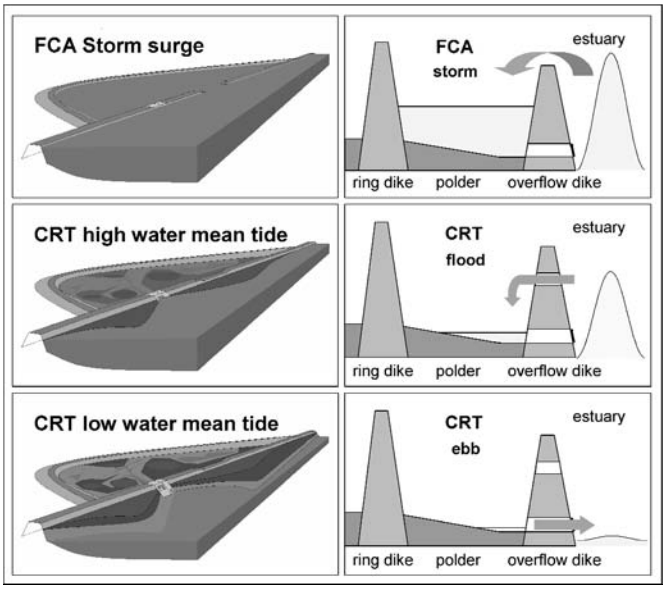


FIGURE 5: PRINCIPE D'UN FCA (AVEC CRT)



PHOTO 2: PHOTO AÉRIENNE DE LA ZONE D'INONDATION CONTRÔLÉE « BOVENZANDEN »



PHOTO 3: OUVRAGE D'ENTRÉE DU PROJET PILOTE « LIPPENBROEK »

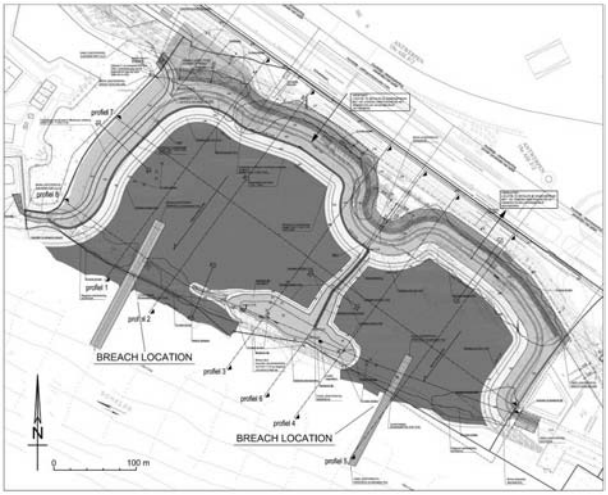


FIGURE 6: PLAN DE LA DEPOLDERISATION « LILLO »



PHOTO 4: LE RÉSULTAT À LILLO

Afin d'éviter que des zones habitées, des routes et d'autres infrastructures se retrouvent sous eau, nous protégeons toujours l'arrière-pays d'une zone d'inondation au moyen d'une digue d'encerclement (Photo 2). Celle-ci est construite en premier lieu; l'ancienne digue est ensuite abaissée.

Une ZMRC est une zone d'inondation contrôlée (ZIC) axée sur le développement de la nature. Elle accomplit la fonction de protection d'une zone d'inondation tout en réhabilitant la nature rare liée aux cycles des marées. L'eau recouvre les ZMRC deux fois par jour, au rythme des marées montantes et descendantes.

Ces dernières années, nous avons testé, dans le cadre du projet pilote Lippenbroek, la réhabilitation et le fonctionnement de la nature typique des milieux soumis aux marées. La zone entre en action à marée haute. Un volume d'eau limité pénètre par le déversoir, ce qui « affaiblit » la marée (Photo 3). Le fonctionnement naturel d'un fleuve à marée est donc reproduit de cette manière. La zone fait pour ainsi dire partie de l'écosystème de l'Escaut [2]. A marée

basse, l'eau retourne dans le cours d'eau via l'écluse de vidange (CRT = Controlled Reduced Tide; Figure 5).



PHOTO 5: BARRIÈRES TEMPORAIRES À ANVERS

Réalignement géré ou dépolderisation
Une autre mesure est de créer à nouveau de l'espace pour la rivière au moyen d'une nouvelle digue autour d'une zone qui peut être inondée à travers une brèche ouverte dans l'ancienne digue (Figure 6, Photo 4).

La dépoldérisation est également bénéfique pour la sécurité. En cas de grande marée, la zone dépoldérisée permet d'alléger la pression. Le raz-de-marée perd de sa puissance et occasionne moins de dégâts en amont.

Barrières anti-tempêtes temporaires/mobiles
A certains endroits, des barrières anti-tempêtes temporaires sont installés. Différents types de différentes tailles existent (Photo 5). La fermeture des systèmes temporaires est réglée par un système d'alerte et de permanence.

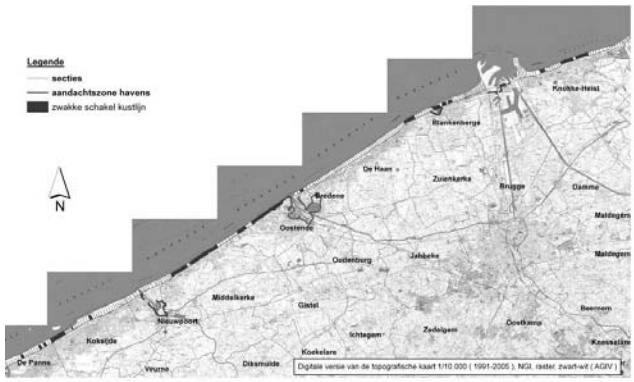


FIGURE 8:LES CHAÎNONS FAIBLES DE LA CÔTE

Protection côtière en Flandre

La côte s'étend sur environ 67 km de long, de La Panne à Knokke-Heist. C'est une côte très urbanisée, avec environ 500.000 habitants dans la zone côtière et avec une grande valeur économique, écologique, récréative et touristique (p.ex. 18 millions de touristes excursionnistes/an) (Figure 7).
Un Plan d'Ensemble pour la Protection Côtière a été élaboré. La principale mesure de protection est le rechargement des plages. Le plan comporte aussi des protections dures comme des murets anti-inondations sur les digues et dans les ports, l'élargissement de certaines digues avec des bassins pour atténuer les vagues, la construction d'une barrière anti-tempêtes dans le port de Nieuport... Le plan a été approuvé par le gouvernement flamand en 2011, coût estimé: 300 millions EUR.
Le but du Plan d'Ensemble est de protéger la côte flamande et l'arrière-pays contre l'impact d'une marée de tempête millénaire et d'éviter des inondations à grande échelle tout en tenant compte des changements climatiques jusqu'en 2050.
Une analyse des chaînons faibles a été effectuée en premier lieu. (Figure 8). Différentes alternatives de mesures de protection ont été étudiées. Une étude des coûts- et des bénéfices et des études des impacts environnementaux ont également été effectuées.

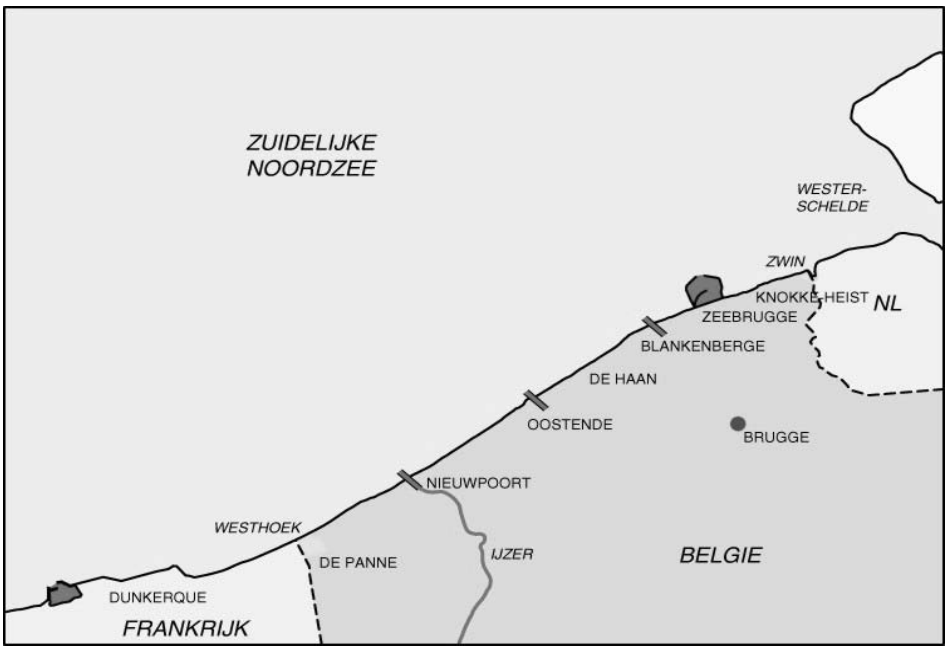


FIGURE 7: PRÉSENTATION GÉNÉRALE DE LA CÔTE FLAMANDE

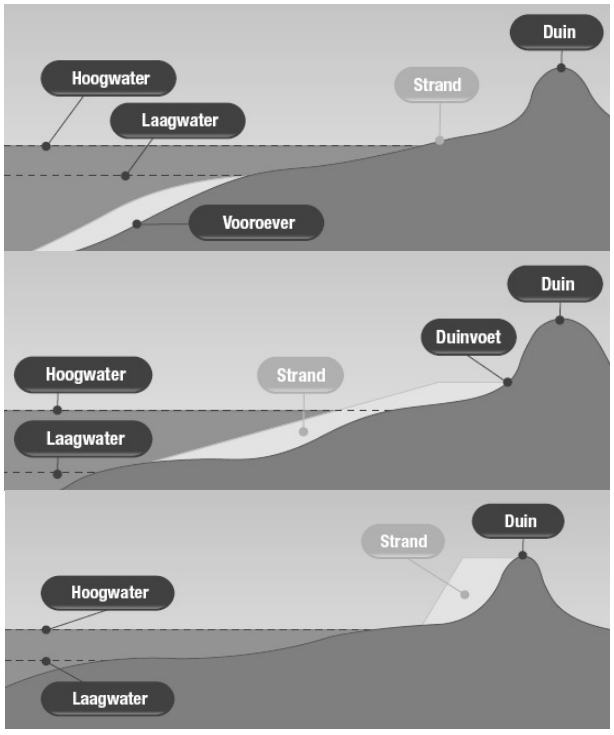


FIGURE 9: MODES DE RECHARGEMENT

Rechargement de sable

Divers modes de rechargement sera appliqués le long la cote Flamande (Figure 9):

- Rechargement de l'avant -plage
- Rechargement de la plage ou du pied de dune
- Rechargement de la dune

Protections dures

Les figures/photos suivantes montrent les diverses options de protections dures retenues.

- Murets anti-inondations
- Bassin atténuateur vagues
- Murets anti-inondations temporaires



PHOTO 6: MURET SOUS FORME DE BANQUE À DE HAAN

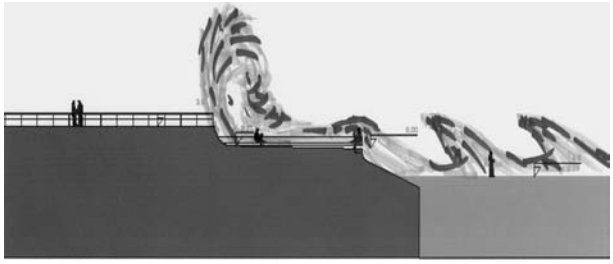


FIGURE 10: PRINCIPE DU BASSIN ATTÉNUATEUR DE VAGUES



PHOTO 8: BASSIN ATTÉNUATEUR DE VAGUES À OSTENDE



PHOTO 9: PROTECTION ANTI-INONDATIONS TEMPORAIRE UTILISÉ À OSTENDE



PHOTO 10: IN SITU TESTS DE FRANCHISSEMENT DES VAGUES



PHOTO 11: ESSAIS DE CROISSANCE D'UNE BRÈCHE À LILLO

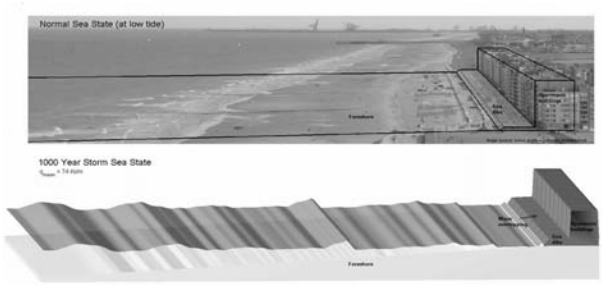


PHOTO 12: LA MODÉLISATION NUMÉRIQUE

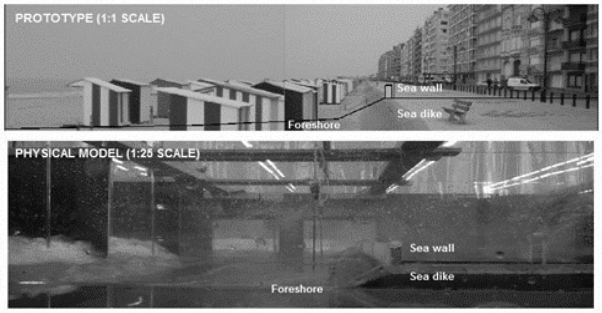


PHOTO 13: LA MODÉLISATION À L'ÉCHELLE

Projets de recherche en cours

Afin de soutenir le gouvernement flamand, Flanders Hydraulics Research utilise une combinaison de mesures sur le terrain, de modèles mathématiques et de modèles à l'échelle. En particulier dans le contexte d'une professionnalisation de la gestion des digues en Flandre, divers projets de recherche sont en cours, p. ex. in situ tests de franchissement des vagues (Photo 10) [3], essais de prototype de croissance d'une brèche (Photo 11) [4], la modélisation numérique de la propagation des ondes dans la zone de déferlement (Photo 12) [5] et des expériences à l'échelle dans un canal à houle (Photo 13) [6].

Références

[1] Deckers, P.; Vanneuville, W.; Peeters, P. (2012). Flanders chooses with LATIS for risk-based flood management. FLOODrisk 2012.

[2] Maris, T.; Cox, T.; Temmerman; S.; De Vleeschauwer, P.; Van Damme, S.; De Mulder, T., Van den Bergh, E.; Meire, P. (2007). Tuning the tide: creating ecological conditions for tidal marsh development in a controlled inundation area. Hydrobiologia 588: 31-43.

[3] Peeters, P.; De Vos, L.; Vandevoorde, B.; Van Der Meer, J. (2012). Application of different failure models for the grass cover following in situ wave overtopping experiments at the land-side slope of a river dike in Belgium. ICSE-6.

[4] Peeters, P.; Visser, P.; Mostaert, F. (2012). Organisation of in situ dike breaching experiments in Belgium: Monitoring program. Version 2_0. WL Reports, 706_8e. Flanders Hydraulics Research & Delft University of Technology: Antwerp, Belgium.

[5] Suzuki, T.; Verwaest, T.; Hassan, W.; Veale, W.; Reyns, J.; Trouw, K.; Troch, P.; Zijlema, M. (2011). The applicability of SWASH model for wave transformation and wave overtopping: A case study for the Flemish coast, in: (2011). Fifth International Conference on Advanced COmputational Methods in ENgineering (ACOMEN 2011), Liège, Belgium, 14-17 November 2011. pp. [1-11].

[6] Veale, W.; Suzuki, T.; Altomare, C.; Verwaest, T.; Trouw, K.; Vermander, J. (2012). Wave loading on wave return walls with shallow foreshores: a case study from the Flemish coast, in: (2012). Fourth International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection (Coastlab12), Ghent, Belgium.

Thème 1

Aspects réglementaires, niveau de protection, niveau de sûreté, responsabilité des gestionnaires

Rapporteurs : D. Loudière (SHF et CTPBOH) et P. Ledoux (Cete Méditerranée)

Définir la notion d'ouvrage de protection, un préalable nécessaire pour assurer la sécurité publique et déterminer les responsabilités

Defining the notion of flood protection system : a necessary precondition for ensuring the public safety and to determine the legal liabilities

J.-M. Février[1], S. Bidault[2]

1 Professeur de droit public, Université de Perpignan, avocat associé Pech de Laclause, Bathmanabane & Associés, Paris, jmfevrier@pechdelaclause.com

2 Déléguée générale, Centre Européen de Prévention du Risque Inondation, Orléans, stephanie.bidault@cepri.net

Résumé

Depuis 2007, le Code de l'environnement détermine une typologie des digues réparties en classes et des régimes juridiques différenciés en ce qui concerne notamment les obligations pesant sur le propriétaire ou l'exploitant, qui doit en assurer la surveillance et réaliser au besoin des études de danger. Paradoxalement, cette règlementation ne repose sur aucune définition préalable de la digue.

Cette lacune ouvre la voie à une interprétation par les services étatiques qui recensent les digues et assurent le respect de la règlementation. Certains acteurs jouent du flou en la matière pour tenter d'échapper, avec l'assentiment de l'Etat, à leurs obligations. Mais une inexacte qualification d'un ouvrage peut avoir des conséquences importantes pour le propriétaire ou gestionnaire, pour l'Etat et pour la sécurité publique. Le risque est d'autant plus important qu'en cas de contentieux, les éventuelles erreurs d'appréciation sur la qualification de la digue cèderont le pas à l'obligation de réparer le dommage. Le régime de responsabilité, administrative, civile voire pénale, est alors distinct selon que les ouvrages en cause sont des ouvrages publics ou privés et reste tributaire du respect par le responsable de ses obligations. Une éventuelle faute de l'Etat n'est à ce titre qu'une circonstance atténuante, pas une cause d'exonération de la responsabilité.

Cette contribution se donne pour objectif de proposer des pistes de réflexion de nature à sécuriser juridiquement les actions des propriétaires et gestionnaires d'ouvrages ainsi que celles des collectivités territoriales bénéficiaires, à partir d'une définition juridique de la digue permettant l'identification des propriétaires et exploitants concernés et de mesurer leurs responsabilités.

Abstract

Since 2007, the French Environment Law defines different classes of dykes. Each class is subject to its own rules, especially regarding the role and the duties of the dyke's owner or manager, who has to take charge of the inspection of dykes and to implement the safety surveys, if needed. Paradoxically, this law does not define what a dyke is, from the legal point of view.

This lack of clarity may lead to a free interpretation of the rules by the Government Services who are in charge of implementation of the regulations. Some actors use the ambiguity of the rules trying to escape their obligations with the tacit consent of Government Services. But a mistake in classifying the dyke may have major consequences for the owner of the dyke, for its manager, for the Government Services and the public safety. In case of litigation, a possible mistake of classification won't supplant the obligation to repair the damages. The administrative, civil or even penal responsibility is not the same for the public dykes and the private ones, but in both cases, the obligations must be respected. A possible mistake from the State Services in the classification of the dyke is only a mitigating circumstance and not a case of exemption of liability for its owner or manager.

This presentation aims to think over this matter in order to legally secure the actions of the owners and managers of

dykes, as well as the actions of the local authorities. This thinking, based on a definition of what a dyke is, from the legal point of view, could facilitate identify the owner or the manager of a dyke and what are their precise duties.

Introduction

A titre liminaire, il est nécessaire de rappeler qu'il n'existe pas de définition juridique de la notion d'ouvrage de protection contre les inondations. Depuis le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007, codifié aux articles R. 214-112 et suivants, le Code de l'environnement détermine une typologie des digues (la même analyse valant pour les barrages) réparties en quatre classes (de A à D) et en déduit des régimes juridiques différenciés en ce qui concerne notamment les obligations pesant sur le propriétaire ou l'exploitant qui doit en assurer la surveillance. Implicitement, et même si les barrages peuvent avoir une utilité certaine en matière de gestion des crues, la règlementation des digues est sensée répondre aux besoins de prévention des risques d'inondation. Une telle réglementation est nécessaire à deux titres. D'une part, une conception et un entretien adéquat de la digue assurent la sécurité des personnes et des biens situés dans la zone protégée (au point que celle-ci pouvait être considérée comme exempte de risques et donc faire l'objet d'urbanisation, la doctrine administrative revenant tardivement sur cette position). D'autre part, car la rupture de l'ouvrage est génératrice d'un risque spécifique parfois majeur.

La mise en œuvre de cette règlementation s'est immédiatement heurtée à une difficulté pratique résultant de l'absence de définition juridique de la digue. Le recensement des digues s'est fait dans une logique empirique (parfois discutable) sous le jeu de l'influence d'acteurs institutionnels ayant intérêt à soustraire leurs ouvrages aux obligations, coûteuses, inhérentes à l'application de la règlementation. Exempter, volontairement ou non, un ouvrage de l'application du régime des digues lorsqu'il devrait y être soumis présente un risque pour la sécurité des personnes et des biens : les ouvrages en cause ne seront pas surveillés et entretenus alors qu'ils présentent des enjeux de sécurité publique. Mais le risque pèse aussi sur les propriétaires ou exploitants de ces ouvrages. En effet, les juridictions saisies en cas de défaillance de l'ouvrage ne sont pas liées par le recensement opéré par les services étatiques et qualifient librement l'ouvrage. Si elles retiennent la qualification de digue, le responsable s'étant à tort exonéré du respect de la règlementation aura nécessairement commis une faute de nature à engager ses responsabilités. En définitive, une correcte définition de la digue est seule de nature à permettre la détermination adéquate des responsabilités.

La définition de la digue

La définition de la digue peut être proposée autour de quatre propositions : la digue est un ouvrage qui a pour effet de s'opposer à l'expansion de l'eau, cet ouvrage surplombant la zone protégée et créant un différentiel de charge hydraulique entre la zone soumise à l'expansion des eaux et la zone protégée qu'elle sépare. Cette définition n'est pas remise en cause par les dispositions de l'article L. 562-8-1 du Code de l'environnement.

Une digue est un ouvrage

Une digue est nécessairement le fait de l'homme (la règlementation des digues résultant de l'article L. 214-1 du Code de l'environnement qui vise les ouvrages entraînant une modification du niveau ou du mode d'écoulement des eaux. La référence à la notion d'ouvrage telle qu'elle figure à l'article 1792 du Code civil peut sembler appropriée, ce que confirme la jurisprudence rendue en matière de responsabilité sur ce fondement (Cass. Civ. 1ère, 31 octobre 2001, pourvoi n° 00-12074, Cass. Civ. 2ème, 8 juillet 2004, pourvoi n° 03-14924) [1]. Les digues sont également identifiées par l'article 606 du Code civil relatif aux grosses réparations restant à la charge du propriétaire par opposition aux réparations d'entretien à la charge des locataires). En revanche, les matériaux utilisés importent peu comme le rappelle la jurisprudence qui qualifie de digue des ouvrages en terre, des remblais de gravats, des amas rocheux (Cass. Civ. 3ème, 7 octobre 2008, pourvoi n° 07-14482, C.A. Toulouse, 11 octobre 1999, R.G. n° 1998-01845, Cass. Crim., 19 février 2008, pourvoi n° 07-82564, Cass. Civ. 3ème, 18 mai 2005, pourvoi n° 04-12846, Cass. Civ. 3ème, 12 juin 1991, pourvoi n° 89-20140) [2]. Une telle présentation inscrit implicitement la digue comme un ouvrage immobilier, ce qui exclut du champ de la règlementation les ouvrages mobiles (sauf à les rendre immeuble par destination), qui ne sont de toute façon pas visée a priori par les dispositions du Code de l'environnement.

Cet ouvrage a pour effet de s'opposer à l'expansion de l'eau

La définition de la digue peut être objective ou subjective, c'est-à-dire qu'on peut envisager dans le premier cas de ne prendre pour critère de la digue que son effet. C'est ce qui permet de qualifier de digue des ouvrages qui n'ont aucun lien direct avec la protection contre l'expansion des eaux (infrastructures ferroviaires ou routières). Cette définition objective, relative à l'effet de l'ouvrage, présente l'intérêt d'être aisée à mettre en œuvre, de couvrir la diversité des situations de terrains et de répondre aux exigences de la sécurité civile. à la protection.

Certains opérateurs cherchent à restreindre la définition de la digue en y incluant la finalité de l'ouvrage, qui devrait être ouvertement la protection contre l'expansion des eaux

(définition subjective se référant à l'objet et non à l'effet de l'ouvrage, ce qui s'apprécie à l'aune de la volonté du maître d'ouvrage initial). Le but est évidemment d'échapper au régime des digues et à éviter les charges juridiques et financières qu'il représente. Cette approche se heurte à trois objections. D'abord, elle pose le problème pratique de la recherche de la volonté du créateur s'agissant d'ouvrages anciens, dont la propriété est mal assurée (près d'un tiers des digues recensées par les services de l'Etat sont aujourd'hui sans propriétaire identifié). Elle ouvre ensuite la voie à l'interprétation de la vocation dominant des ouvrages à finalités multiples (remblais supportant une infrastructure routière par exemple). Enfin, et fondamentalement, il suffit de rappeler que l'objet de la règlementation des digues est d'assurer la fiabilité d'ouvrages dont le mauvais état est susceptible d'avoir des conséquences dramatiques en termes de sécurité publique. Il est difficile d'exclure du champ de la règlementation des digues certains ouvrages ayant un effet, indépendamment de la volonté du maître d'ouvrage, de protection contre l'expansion des eaux et participant effectivement à la protection des personnes et des biens : cela aboutirait à rendre la sécurité publique tributaire de la volonté des propriétaires et gestionnaires alors que la règlementation a justement pour objet d'instaurer des obligations et un contrôle préventif par les services de l'Etat.

Une fois évacuée la référence à la finalité de l'ouvrage et admise celle relative à ses effets en termes d'opposition à l'écoulement de l'eau, reste à préciser ce dernier point. Il ne fait pas de distinction liée à l'origine de l'eau, dans la mesure où les origines de l'inondation peuvent être diverses (submersion marine, crue torrentielle, remontées de nappes phréatiques). La définition s'attachant au genre et non à l'espèce, la distinction des digues en fonction de la nature de l'inondation à laquelle elles s'opposent ne contribue pas à la définir, mais à motiver les obligations spécifiques de conception, de surveillance et d'entretien en fonction des menaces pesant sur chaque type d'ouvrage. Dans le même ordre d'idée, il ne paraît pas pertinent de se référer à la notion de cours d'eau pour définir la notion de digue : les inondations peuvent emprunter des voies qui ne sont pas juridiquement des cours d'eau (sur la définition juridique du cours d'eau, voir C.E., 21 octobre 2011, « Ministre de l'Ecologie », requête n° 334322) [3].

Enfin, la référence à l'expansion des eaux permet aussi de distinguer la digue du barrage. Ce dernier est par nature un ouvrage situé dans le lit d'un cours d'eau qui s'oppose à l'écoulement naturel des eaux dans ce lit dans le cadre de son lit majeur. La notion de digue n'est pas systématiquement liée au cours d'eau et son implantation peut varier sans que sa définition soit en jeu.

Cet ouvrage surplombe la zone protégée de l'expansion des crues

La nomenclature des digues répartissant en quatre classes ces ouvrages repose sur deux valeurs, H et P (R. 214-113 C. env.). La valeur P, correspondant à « *la population maximale exprimée en nombre d'habitants résidant dans la zone protégée, en incluant notamment les populations saisonnières* », ne contribue pas à la définition de la digue mais conditionne sa qualification au regard de la nomenclature. La valeur H a le même effet mais permet, a contrario, de préciser la définition de la digue. En effet, elle correspond à « *la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel du côté de la zone protégée à l'aplomb de ce sommet* ». Si le régime de la digue est tributaire de cette valeur H, cela signifie nécessairement qu'elle correspond à une caractéristique inhérente à tout ouvrage qualifiable de digue.

On peut en déduire que toute digue se caractérise par l'existence d'une différence entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel protégé, ce dernier devant nécessairement être situé en contrebas de l'ouvrage. D'apparence évidente, cette caractéristique technique présente un intérêt majeur. En effet, elle permet d'éliminer de la catégorie des digues tous les ouvrages (berges aménagées, quais…) qui se bornent à canaliser un cours d'eau sans dépasser en hauteur le terrain qu'elle sépare du cours d'eau.

La digue est un ouvrage qui crée un différentiel de charge hydraulique entre la zone soumise à l'expansion des eaux et la zone protégée qu'elle sépare

Pour être qualifié de digue, un ouvrage ne doit pas être hydrauliquement transparent. Toutefois, cette transparence ne doit pas s'apprécier uniquement de façon intrinsèque. Concrètement, un ouvrage peut être transparent hydrauliquement de par sa conception : il ne constitue pas une digue. Mais un ouvrage qui n'est pas par lui-même transparent hydrauliquement peut ne pas créer de différentiel de charge hydraulique si, en amont ou en aval, l'écoulement des eaux lui ôte sa fonction de protection en permettant l'inondation des deux côtés de l'ouvrage, indépendamment de l'obstacle à l'expansion de l'eau créé par ce dernier. Ainsi, le critère de l'opposition à l'expansion des eaux doit être pondéré en prenant en compte l'existence effective de la protection d'une zone contre l'inondation. Si l'ouvrage constitue un obstacle à l'expansion des eaux mais si cet ouvrage est nécessairement transparent hydrauliquement parce que l'eau s'écoule des deux côtés de ce dernier, la qualification de digue ne trouve pas à s'appliquer (ouvrage isolé le long d'un cours d'eau qui est systématiquement contourné par l'eau du fait de l'absence d'obstacle à l'expansion en amont. Cet élément est lui-même tributaire des circonstances de fait dans la mesure où l'ouvrage peut avoir l'effet d'une digue s'il est mis en charge avant que les eaux ne parviennent à le contourner).

L'absence d'incidence de l'article L. 562-8-1 du Code de l'environnement

Il est donc possible de proposer une définition de la digue comme étant « *un ouvrage ayant pour effet de s'opposer à l'expansion de l'eau en créant un différentiel de charge hydraulique avec la zone protégée qu'il surplombe* ». Cette définition ne saurait être remise en cause par les dispositions de l'article L. 562-8-1 du Code de l'environnement qui prévoit que « *les ouvrages construits en vue de prévenir les inondations et les submersions doivent satisfaire à des règles aptes à en assurer l'efficacité et la sûreté. La responsabilité du gestionnaire de l'ouvrage ne peut être engagée à raison des dommages que l'ouvrage n'a pas permis de prévenir dès lors qu'il a été conçu, exploité et entretenu dans les règles de l'art et conformément aux obligations légales et réglementaires* ». Il s'agit là de règles relatives à l'organisation de la responsabilité, dans un sens restrictif pour les victimes, en cas de défaillance de l'ouvrage, mais qui ne vise que ceux qui ont été réalisés avec pour finalité explicite la protection contre l'expansion des eaux. Là où la définition de la digue s'attache aux caractéristiques intrinsèques et objectives de l'ouvrage, l'organisation d'un régime de responsabilité aménagée par le législateur soulève des difficultés pratiques (référence à la finalité de la construction de l'ouvrage, difficile à établir lorsque sont en cause des ouvrages à finalité multiples). D'ailleurs, à ce jour, le décret d'application de cette disposition n'est pas paru, du fait notamment des difficultés à cerner son périmètre d'application (et des luttes d'influence pour étendre ce dernier). Il n'en demeure pas moins qu'un aménagement des responsabilités est souhaité par les propriétaires et gestionnaires d'ouvrages.

La détermination des responsabilités

Le recensement des digues engagé par les services étatiques a fait apparaître un linéaire important de digues, dont une large partie n'a pas de propriétaire identifié. L'existence d'ouvrages sans responsable constitue un obstacle majeur à la mise en œuvre de la réglementation. Mais, en réalité, cette situation n'est pas inéluctable. Par ailleurs, la responsabilité résultant de la propriété ou de la gestion de la digue est particulièrement étendue.

La détermination du responsable

L'article R. 214-123 du Code de l'environnement impose au propriétaire ou à l'exploitant de la digue d'assurer sa surveillance et son entretien, en réalisant notamment une étude de danger (R. 214-115 C. env. sauf digue de classe D). Par défaut, en l'absence d'un gestionnaire de droit ou de fait clairement identifié, la responsabilité de l'ouvrage pèse sur le propriétaire. Celui-ci est le propriétaire du terrain d'assiette sur lequel est édifié l'ouvrage (par le jeu de la théorie de l'accession prévue aux articles 552 et 553 du Code civil). Si la détermination des droits de propriété est en pratique délicate (digues orphelines), la situation résultant de l'absence de propriétaires identifiés n'est pas irrémédiable, ce qui permet d'affirmer que la problématique des digues dites orphelines est assez largement théorique et relève pour une large part de l'absence d'une politique publique volontariste en la matière.

Lorsque le propriétaire n'est pas immédiatement identifiable, une recherche adéquate des titres de propriété (et des mécanismes de dévolution successorale) peut permettre de le retrouver. Encore faut-il que cette recherche soit menée à bien. Reste à déterminer à qui elle incombe. Pour des raisons essentiellement pratiques, la compétence de l'Etat peut être reconnue (à quoi s'ajoute le principe de sa propriété des biens sans maîtres).

En effet, dans l'hypothèse où aucun propriétaire de tout ou partie d'un ouvrage ne peut être identifié, l'Etat est propriétaire des biens qui n'ont pas de maître, sauf revendication de la Commune sur le territoire sur lequel se situe le bien (article 713 du Code civil, l'article 539 du Code civil prévoyant pour sa part que les biens des personnes qui décèdent sans héritiers ou dont les successions sont abandonnées appartiennent à l'Etat). Certes, ce principe a été aménagé par l'article 147 de la loi n° 2004-809 du 13 août 2004 qui précise que les biens sans maître appartiennent désormais aux communes sur le territoire desquelles ils sont situés et, en cas de renonciation de celles-ci, à l'État, alors que les biens issus des successions en déshérence demeurent propriété de l'État.

Les modalités de mise en œuvre de ce principe ont été édictées par les articles L. 1123-1 à 1123-3 du Code général de la propriété des personnes publiques. Une commune sur le territoire de laquelle est situé un bien sans maître peut s'en porter acquéreur dans deux cas bien définis.

D'une part, en application des dispositions de l'article L. 1123-2 du CG3P et de l'article 713 du Code civil, lorsque ce bien était détenu par un propriétaire décédé depuis plus de trente ans et dont les héritiers n'ont pas accepté la succession, expressément ou tacitement, durant cette période. Au-delà de trente ans en effet, les héritiers ne peuvent plus recueillir le bien en cause.

Et d'autre part, en application des dispositions de l'article L. 1123-3 du CG3P, lorsque ce bien n'a pas de propriétaire connu et que les taxes foncières y afférentes n'ont pas été acquittées depuis plus de trois ans ou l'ont été par un tiers. Il convient de préciser que cette disposition ne saurait permettre aux communes d'acquérir un bien pour lequel les taxes foncières n'ont pas été acquittées depuis au moins trois ans mais dont le propriétaire est ou était connu.

En définitive, si l'article 713 du Code civil confère aux communes la propriété des biens sans maître situés sur leur territoire, ce n'est que sous réserve d'une démarche volontaire de leur part. A défaut de cette démarche, l'Etat demeure propriétaire de plein droit de ces biens.

Il appartient donc aux communes sur le territoire desquelles est situé une digue en tout ou partie orpheline de déclencher la procédure qui permet de faire présumer le bien sans maître (article L. 1123-3 du CG3P). Si la Commune décide d'en revendiquer la propriété, elle peut le faire, mais à défaut de délibération en ce sens dans le délai de six mois suivant la date à laquelle le bien est présumé sans maître, le bien appartient de plein droit à l'Etat.

D'un point de vue strictement juridique, il n'y a donc pas lieu de considérer que la problématique des digues orphelines mérite un traitement spécifique. Sauf hypothèses marginales, l'essentiel des digues ainsi qualifiées peut faire l'objet d'une identification de son propriétaire, qui sera soit un propriétaire privé s'il se manifeste, soit la Commune si elle le revendique, soit à défaut de l'Etat qui ne peut se défausser de sa qualité de propriétaire.

Il serait toutefois opportun de modifier l'article L. 1123-3 du Code général de la propriété des personnes publiques de façon à ce que, dans le cas particulier des digues, l'initiative de la procédure de revendication des biens sans maître ne soit pas laissée à la seule discrétion d'un arrêté du maire de la Commune mais que le préfet puisse également prendre un arrêté ayant les mêmes fins et les mêmes effets.

Une fois le propriétaire identifié, sa responsabilité peut s'effacer devant celle du gestionnaire de l'ouvrage, notamment dans l'hypothèse d'une convention mettant à la charge de ce dernier, de manière explicite ou non, les obligations inhérentes à la qualification de digue. La responsabilité peut également peser sur le gestionnaire de fait, situation fréquente en pratique puisque des personnes publiques interviennent souvent sans titre pour réaliser des travaux d'intérêt général sur l'ouvrage et assure de fait la gestion de ce dernier par le biais de travaux publics. Il y a là une réflexion à mener dans la mesure où la fin ne justifie pas les moyens et expose l'intervenant volontaire à assumer une responsabilité particulièrement lourde.

L'étendue de la responsabilité

La responsabilité des propriétaires ou exploitants de digues était jusqu'à présent fondée sur des mécanismes qui s'apparentent, pour schématiser, à une responsabilité objective, c'est-à-dire indépendante de toute faute du propriétaire ou de l'exploitant, que ce soit sur le fondement de l'article 1384 du Code civil (pour les ouvrages privés) ou de la responsabilité pour dommages de travaux publics à l'égard des tiers (pour les ouvrages publics : la victime pourra être qualifiée selon les cas d'usager, voir C.A.A. Versailles, 20 mars 2008, requête n° 06VE01274, mais, plus souvent, de tiers, voir C.A.A. Marseille, 12 mai 2011, requête n° 08MA02709, C.A.A. Marseille, 19 décembre 2005, requête n° 02MA00711**)** [4]. Ces mécanismes de responsabilité ont en commun d'être particulièrement favorables aux victimes qui n'ont pas à prouver l'existence d'une faute mais juste celle du préjudice et d'un lien de causalité entre le dommage et la défaillance de la digue.

De ce point de vue, l'article L. 562-8-1 du Code de l'environnement vient actuellement limiter la responsabilité des propriétaires et exploitants, puisque celle-ci « *ne peut être engagée à raison des dommages que l'ouvrage n'a pas permis de prévenir* ». Cette protection reste d'ailleurs incomplète puisque, au-delà de l'incertitude liée à l'interprétation que la jurisprudence donnera à la notion de dommage que l'ouvrage n'a pu prévenir, elle ne vise que les « *ouvrages construits en vue de prévenir les inondations et les submersions* », définition qui ne couvre pas l'ensemble des ouvrages qualifiés de digues au sens du Code de l'environnement. L'article L. 562-8-1 du code de l'environnement ne délimite que le champ d'application d'une dérogation législative aux principes de la responsabilité de droit commun, il ne saurait être interprété, contrairement aux vœux de nombres d'acteurs concernés par la règlementation des digues, comme donnant une définition de la digue au sens de l'article L. 214-1 du Code de l'environnement. Il présente de ce fait le risque de voir certains propriétaires ou gestionnaires de digues de s'affranchir, le cas échéant avec l'aval de l'Etat, de la règlementation des digues, dont la méconnaissance pourra ensuite leur être reprochée par les juges en cas de contentieux. Ainsi, la responsabilité de l'exploitant de l'ouvrage a été atténuée par le législateur par rapport au régime juridique antérieur. Mais ne peuvent rentrer dans le champ d'application de cette législation protectrice que les propriétaires ou exploitants qui établissent que l'ouvrage ayant une finalité de protection a été conçu, exploité et entretenu dans les règles de l'art et conformément aux obligations légales et règlementaires, parmi lesquelles figurent celles inhérentes à la surveillance et à l'entretien des digues.

Enfin, au-delà de cette responsabilité civile/administrative, le propriétaire ou exploitant peut être pénalement responsable, notamment s'il méconnait, même involontairement, la règlementation relative aux digues, laquelle prévoit des obligations de prudence et de sécurité. Les conditions de mise en œuvre de l'article 121-3 du Code pénal peuvent alors être remplies (« *Il y a également délit, lorsque la loi le prévoit, en cas de faute d'imprudence, de négligence ou de*

manquement à une obligation de prudence ou de sécurité prévue par la loi ou le règlement, s'il est établi que l'auteur des faits n'a pas accompli les diligences normales compte tenu, le cas échéant, de la nature de ses missions ou de ses fonctions, de ses compétences ainsi que du pouvoir et des moyens dont il disposait…»).

Conclusion

On voit bien qu'il est crucial de clairement identifier et qualifier l'ouvrage, ce qui permet de déterminer le régime juridique qui lui est applicable et, par voie de conséquence, les obligations et responsabilités pesant sur le propriétaire ou le gestionnaire. Ces enjeux mériteraient une politique publique active de sensibilisation et d'information car, au-delà du respect de la règlementation, c'est bien la sécurité publique qui est en cause. La responsabilité n'est pas ici seulement juridique, elle est aussi morale.

Références

[1] Cass. Civ. 1ère, 31 octobre 2001, pourvoi n° 00-12074, Cass. Civ. 2ème, 8 juillet 2004, pourvoi n° 03-14924

[2] Cass. Civ. 3ème, 7 octobre 2008, pourvoi n° 07-14482, C.A. Toulouse, 11 octobre 1999, R.G. n° 1998-01845, Cass. Crim., 19 février 2008, pourvoi n° 07-82564, Cass. Civ. 3ème, 18 mai 2005, pourvoi n° 04-12846, Cass. Civ. 3ème, 12 juin 1991, pourvoi n° 89-20140

[3] sur la définition juridique du cours d'eau, voir C.E., 21 octobre 2011, « Ministre de l'Ecologie », requête n° 334322

[4] voir C.A.A. Versailles, 20 mars 2008, requête n° 06VE01274, mais, plus souvent, de tiers, voir C.A.A. Marseille, 12 mai 2011, requête n° 08MA02709, C.A.A. Marseille, 19 décembre 2005, requête n° 02MA00711

Mise en place de la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007 pour les digues maritimes des départements côtiers de la Manche et de Bretagne : état d'avancement, exemples marquants et perspectives

Implementation of the French dike safety 2007 regulations in some coastal areas of the Channel Sea: state-of-progress, demonstrative examples and outcomes

Lamia Boudjellal[1], Thomas Vial[2], Anne Vautier-Larrey[3], Patrice Mériaux[4]

[1] DREAL Basse Normandie, Service des Risques Technologiques et Naturels, lamia.boudjellal@developpement-durable.gouv.fr
[2] DREAL Nord Pas-de-Calais, Service Risques, thomas.vial@developpement-durable.gouv.fr
[3] DREAL Bretagne, Service de Prévention des Pollutions et des Risques, anne.vautier-larrey@developpement-durable.gouv.fr
[4] IRSTEA, Groupe de Recherche « Ouvrages Hydrauliques », patrice.meriaux@irstea.fr

Résumé

Le décret de décembre 2007 a significativement renforcé les prescriptions de sécurité s'appliquant aux responsables des digues de protection contre les submersions d'origine fluviale et/ou maritime.

La tempête catastrophique Xynthia de février 2010 a sensibilisé de nombreux acteurs agissant dans le domaine des digues de défense maritime – que ceux-ci relèvent de la Maîtrise d'Ouvrage (collectivités territoriales et associations de défense contre la mer, pour l'essentiel) comme de la mission de Contrôle (DDTM puis DREAL) – pour une mise en œuvre efficace et pragmatique de cette réglementation. Enfin, le Plan de lutte contre les Submersions rapides monte en puissance avec la labellisation des premiers dossiers de travaux de confortement.

Dans ce contexte, plusieurs services de DREAL intervenant dans les départements côtiers de la Manche et de Bretagne s'associent pour proposer la présente communication qui vise à :

- dresser un rapide état des lieux du recensement et du classement des digues de front de mer ou de cours d'eau sous influence maritime sur ces côtes, dans lesquelles sont parfois englobés des éléments naturels tels que des cordons dunaires ;
- rapporter le retour d'expérience suite à la tempête Xynthia et les dégâts qu'elle a causés sur les digues du département du Calvados ;
- préciser l'avancement de la mise œuvre du décret de 2007 ;
- présenter quelques exemples de mutualisation et de regroupement de la maîtrise d'ouvrage pour la conduite des études à l'échelle de systèmes d'endiguement ainsi que pour la réalisation de travaux.

Abstract

In France, a national Decree signed on the 11th of December 2007 has significantly strengthened the safety obligations of the fluvial and coastal dike owners.
In February 2010, the Xynthia catastrophic storm resulted in an increased awareness of those working on coastal dikes whether they are owners - such as local authorities, owners syndicate ... - or State control authorities.
Furthermore, the importance of the French Flash Flood Prevention Program is growing and the first grants for the dike reinforcement have been issued.

In this context, three specialized teams of the "regional directions for the environment " (ie the regional level of the French state administration responsible for the control of dike safety) working on the coastline of the English Channel (ie "La Manche") present in this paper:

- a quick overlook of the inventory of coastal and river dikes;
- the feedback of the damage caused by the Xynthia storm in the French region of Calvados;
- the state-of-progress of the implementation of the regulations created by the 2007 Decree;

- Some examples of dike owners who partnered up in order to conduct assessment survey on their embankment system or to realize dike reinforcement work.

Introduction

Longtemps oubliées du législateur français, les digues de protection - qu'elles soient fluviales ou maritimes - ont connu leurs premiers textes réglementaires sous la forme de deux circulaires qui, en 1994 puis en 1999, appelaient à un recensement national des ouvrages et de leurs structures gestionnaires.
En revanche, les digues maritimes n'étaient pas directement visées par le décret du 13/02/2002 soumettant les digues de cours d'eau aux dispositions de la Loi sur l'Eau (régime de l'autorisation ou de la déclaration), puis de la circulaire du 6/08/2003 organisant un premier contrôle de sécurité des digues et instaurant la notion de « classement comme intéressant la sécurité publique ».

Il faudra donc attendre le décret du 11 décembre 2007, et ses arrêtés d'application, pour que les prescriptions de sécurité s'appliquant aux responsables des digues de protection contre les submersions marines soient explicitement renforcées, puisque ces digues y apparaissent au même titre que les digues de protection fluviales.
Quelques années plus tard, la tempête catastrophique Xynthia sensibilisaient de nombreux acteurs agissant dans le domaine des digues de défense maritime – que ceux-ci relèvent de la Maîtrise d'Ouvrage (collectivités territoriales et associations de défense contre la mer, pour l'essentiel) comme de la mission de Contrôle : Directions Départementales des Territoires et de la Mer (DDTM) puis Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) – à l'urgence d'une mise en œuvre efficace et pragmatique de cette nouvelle réglementation, encore souvent inconnue des principaux intéressés.

Dans ce contexte, la présente communication dresse un état des lieux de la mise en place de la réglementation de sécurité des ouvrages hydrauliques pour les digues maritimes des départements côtiers de la Manche et de Bretagne qui, à la différence de leurs homologues des côtes vendéennes, n'ont été touchés que de façon disparate par la tempête Xynthia de février 2010 ; ce qui entraîne une grande disparité dans la prise de conscience locale des risques liés aux digues.
Les Services de Contrôle de ces départements présentent les avancées du recensement et du processus de classement des ouvrages, ainsi que les méthodologies adoptées face à des systèmes d'endiguement souvent complexes où se côtoient des digues sensu stricto et des éléments naturels, tels que des cordons dunaires, contribuant à la protection des zones côtières basses. Un retour d'expérience des effets de la tempête Xynthia est proposé pour le département du Calvados. Enfin, les auteurs rapportent quelques exemples remarquables d'actions concrètes (regroupement de maîtres d'ouvrage, projet de travaux, …) qui résultent de l'application du décret de 2007, de la mise en œuvre du Plan de lutte contre les Submersions Rapides (PSR) ou du traitement des dégâts suite à la tempête.

Recensement et classement des ouvrages

Rappel du contexte
L'inventaire national des digues, de leurs gestionnaires et des zones protégées a été initié suite à la circulaire du 28 mai 1999. Diverses relances ont ensuite été effectuées auprès des services en charge de ce recensement.
Le décret du 11 décembre 2007 a introduit le principe de classement des digues selon des enjeux croissants de vulnérabilité concernés (nombre d'habitants dans la zone protégée) avec la définition d'obligations, elles aussi croissantes, pour les propriétaires ou gestionnaires de ces ouvrages.
Le recensement des ouvrages, lorsqu'il a été opéré, ne suffit pas pour autant pour opérer le classement des ouvrages par arrêté préfectoral : en effet, les propriétaires des ouvrages doivent préalablement être identifiés.
Les tronçons d'ouvrage constituant le système de protection appartiennent souvent à de multiples propriétaires, pas toujours organisés.
En fonction de ces problématiques et de la conscience plus ou moins développée du risque des acteurs impliqués, le recensement et le classement des ouvrages ont été conduits différemment dans les départements concernés.
La tempête Xynthia et les circulaires qui ont suivi ont accéléré, dés la mi-2010, le recensement des ouvrages maritimes, aujourd'hui bien avancé dans ces départements.

Méthodologie et état avancement
En Bretagne (Tableau I)
Seuls les ouvrages clairement anthropiques ont été recensés en tant que digues. Pour tous les départements, le recensement a été suivi d'une visite de terrain.

Dans le Morbihan, c'est le recoupement entre les cartes des zones basses et le recensement des ouvrages côtiers (Outil Roscoff du Cetmef) réalisé par les DDTM suite à Xynthia qui a été privilégié.
Dans les départements du Finistère, d'Ille et-Vilaine et des Côtes-d'Armor, le recensement a été réalisé à partir des connaissances de terrain des services maritimes des DDTM, parfois croisées avec les données post-Xynthia.

Les classements des digues se sont faits par ouvrage et par zone protégée le plus souvent (et non par propriétaire), pour des ouvrages anthropiques.

Les ouvrages naturels anthropisés n'ont pas été pris en compte en première approche. Les arrêtés préfectoraux de classement regroupent donc souvent plusieurs propriétaires, avec parfois le refus de certains propriétaires d'être désignés d'office gestionnaires, alors qu'ils sont uniquement propriétaires de terrain.
On constate que les propriétaires gestionnaires de fait, n'ayant pas la conscience du risque, méconnaissent la réglementation et ne se sentent pas concernés. Ce constat est d'autant plus vrai dans les zones épargnées par les tempêtes récentes.
La base de données nationale sur les ouvrages hydrauliques, dénommée SIOUH (Système d'Information des Ouvrages Hydrauliques) a été mise en place en 2011. Le service de contrôle a fait le choix de n'y recenser que les ouvrages classés. La base de données ne reflète donc pas encore l'ensemble des ouvrages présents en Bretagne, puisque le classement est encore en cours pour certains départements. En ce qui concerne les ouvrages saisis dans la base, il reste un travail important de mise à jour des données techniques, données encore méconnues du service de contrôle et qui seront notamment obtenues au fur et à mesure de la réalisation des inspections.

En Basse Normandie (Tableau 2)
Le recensement des ouvrages dans le département de la Manche a été opéré sur la base des connaissances des services en charge du littoral de la DDTM. Les digues ont fait l'objet de visites systématiques et les ouvrages maritimes étaient globalement bien connus et ce, avant Xynthia.
Les circulaires post-Xynthia ont conduit à la prise d'arrêtés de classement en traitant prioritairement les secteurs jugés submersibles suite aux cartographies des territoires situés sous le niveau marin pour une marée centennale. Le travail de classement encore à mener reste cependant conséquent. En effet, les capacités limitées, à la fois techniques et financières de nombreux gestionnaires identifiés, lorsqu'ils existent, sont telles que le classement des ouvrages a été ralenti.

TABLEAU 1 : ETAT DU RECENSEMENT ET DU CLASSEMENT – RÉGION BRETAGNE

Département	Digues recensées	Digues classées
Côtes d'Armor	23	1B
Finistère	12	4 B, 7 C et 1 D
Ile et Vilaine	14	8 B, 4 C et 2 D
Morbihan	En cours	

TABLEAU 2 : ETAT DU RECENSEMENT ET DU CLASSEMENT – RÉGION BASSE-NORMANDIE

Département	Digues recensées	Digues classées
Calvados	52	6B, 19 C, 4D
Manche	88	11B

Dans le département du Calvados, le recensement a été initié pour les ouvrages maritimes à la suite de Xynthia et finalisé fin 2010. Les ouvrages ont donc été recensés par parcours de l'ensemble du littoral suivant les préconisations de la circulaire post-Xynthia du 7 avril 2010. Les coordonnées levées au GPS différentiel (cote de crête de digue et extrémités des tronçons) ont été relevées et ont permis de saisir les ouvrages sous SIG (Système d'Information Géographique). Les zones protégées des divers tronçons recensés (1 tronçon = 1 maître d'ouvrage) ont ainsi été approchées par projection sur la BD topo de la cote des crêtes des ouvrages.
Les cordons dunaires participant à la protection contre les submersions ont également été recensés à cette occasion et représentent un pourcentage, important, de l'ordre de 15% du total du linéaire recensé.
Les classements des ouvrages ont été notifiés au fur et à mesure, initialement tronçon par tronçon puis par digue, sans forcément porter sur tout le système de protection.
Le processus de classement évolue de façon satisfaisante dans le Calvados et pourrait être achevé pour la fin de l'année 2012.
Le service de contrôle de la DREAL Basse-Normandie, ne disposant pas de données techniques sur les ouvrages de la région, a acté que la base de données SIOUH serait complétée au fur et à mesure des inspections menées afin de mieux appréhender, après visite terrain, les systèmes de protection.

En Nord Pas de Calais (Tableau 3)
Seuls les ouvrages clairement anthropiques ont été retenus en tant que digues à partir du recensement de l'ensemble des ouvrages littoraux réalisés lors des inspections terrain du littoral selon la méthode Visite Simplifiée Comparée mise en place par le CETE Nord-Pas-de-Calais / Picardie. Cette méthode a été mise en œuvre dans le cadre de travaux sur la détermination de l'aléa submersion marine en lien avec le changement climatique.

TABLEAU 3 : ETAT DU RECENSEMENT ET DU CLASSEMENT – RÉGION NORD PAS DE CALAIS

Département	Digues recensées	Digues classées
Nord	15	3B, 4C, 1D
Pas-de-Calais	20	7B, 11C, 1D

Conclusion
Globalement, dans les trois régions, on a constaté une meilleure connaissance de la réglementation et une mise en œuvre de démarches à l'échelle des systèmes

d'endiguement (pré-identifiés) lorsque le regroupement des gestionnaires s'organise. Et c'est lorsque les arrêtés de classement sont notifiés, que les gestionnaires prennent conscience de la nécessité de travailler ensemble et tendent à se regrouper, d'abord par soucis d'économie puis par nécessité de developper des compétences.
A ce jour, toutefois, aucun arrêté n'a été pris à l'échelle d'un système avec un gestionnaire unique en charge de sa surveillance et de son entretien.

La notion de fermeture du système de protection n'a en général pas été abordée au moment du classement, mais lors des inspections menées : il a été constaté, en Bretagne notamment, que la plupart des systèmes étaient de fait fermés naturellement (cordon dunaire, rocher, topographie..).
Pour les cas où deux digues se referment sur un élément naturel, les ouvrages ont été classés séparément, les gestionnaires étant différents. Mais l'étude de dangers est réalisée sur l'ensemble du système d'ouvrages protégeant la même zone.
Ceci milite pour une sensibilisation accrue des gestionnaires (et des collectivités) à la nécessité d'une protection homogène à l'échelle du système. Ce qui implique de leur part, un vrai travail de concertation, avec l'appui des services de l'Etat, en vue d'une mutualisation des moyens et in fine, l'émergence d'un gestionnaire unique mais plus encore, pour que des stratégies à l'échelle des systèmes soient élaborées dés à présent.
Les secteurs impactés par Xynthia sont les plus réactifs et tendent à se mobiliser, malgré les difficultés rencontrées.

Retour d'expérience suite à la tempête Xynthia du 28 février 2010

Généralités
La tempête Xynthia, qui s'est produite dans la nuit du 27 au 28 février, a globalement épargné les départements côtiers de la Manche et de Bretagne.
Quelques secteurs ont cependant été touchés et des inondations, sans victimes, ont causé de nombreux dégâts matériels. En particulier, les départements du Calvados et de la Manche ont été impactés, avec plusieurs ouvrages ou cordons dunaires jouant un rôle de protection, endommagés.
Des arrêtés CATNAT (Catastrophes Naturelles) ont d'ailleurs été pris sur 7 communes de chacun de ces départements.

Aucune démarche de recensement exhaustif des dégâts n'a été mise en œuvre. Les propriétaires et gestionnaires d'ouvrages ont sollicité des subventions auprès des préfectures pour procéder aux travaux de réparations d'urgence des ouvrages endommagés.
Il n'existe donc pas d'état des lieux exhaustifs des dégâts. La liste des communes ayant fait l'objet d'attribution de subventions et/ou d'un arrêté Catnat est la seule information dont dispose le service de contrôle de la Basse Normandie.

Secteurs impactés : exemple du Calvados
L'état de catastrophe naturelle consécutif à la tempête Xynthia a été reconnu pour inondations et chocs mécaniques liés à l'action des vagues pour 7 communes du département. Parmi elles, les communes d'Asnelles et de Ver-sur-Mer ont été plus particulièrement touchées et leurs ouvrages de protection, endommagés.
Certaines de ces communes avaient déjà connu des événements classés CATNAT. L'exposition au risque de submersion marine n'est donc pas nouvelle pour elles.
Les secteurs inondés lors de Xynthia ont à ce titre, et bien qu'aucune victime n'ait été déplorée, renforcé la prise de conscience du risque de submersion.
Les travaux urgents nécessaires ont incité les gestionnaires à mettre en œuvre des diagnostics, rendus obligatoires par le décret du 11 décembre 2007, et le classement des ouvrages au titre du décret n'a pas été un préalable, dans ces cas là, pour mener à bien ces études.



FIGURE 1 : DIGUE DE VER-SUR-MER LORS DE LA TEMPÊTE XYNTHIA

La plupart des gestionnaires concernés a par ailleurs pris connaissance de cette réglementation lors des contacts noués suite à la tempête afin de mener à bien les travaux d'urgence.

Le Plan digues (aujourd'hui PSR : Plan de Lutte contre les Submersions Rapides), annoncé en 2010 par le président de la république, a modifié les modalités de financements des opérations de confortement (plus conséquentes que de simples réparations) et conduit les gestionnaires à

s'organiser pour répondre aux exigences de la réglementation. Ce préalable est effectivement indispensable pour l'obtention de financements via les dispositifs d'appels à projets PAPI (Programme d'Actions pour la Prévention des inondations) et PSR.

Jusque vers les années 2000, la plupart des ouvrages endommagés (et de façon générale, la plupart des digues maritimes du Calvados et de la Manche) faisait l'objet de travaux d'entretien courants par les services des ex-DDE (désormais DDTM). Depuis la disparition des missions d'ingénierie, l'entretien courant n'a pas été poursuivi et a laissé place à des travaux ponctuels, souvent suite à des événements météo-maritimes ayant provoqué des dégâts sur les digues.

Les divers diagnostics menés ont pour la plupart mis en évidence les défauts d'entretien (en plus de défauts de mise en œuvre), tels que l'absence de rejointoiement des perrés maçonnés ou de comblement des petites cavités.

Les mécanismes de dégradation, constatés sur les ouvrages diagnostiqués, conduisent lorsqu'ils ne sont pas stoppés et lors de sollicitations hydrauliques plus conséquentes, à des dégâts importants comme ce qui a pu être observé lors de la tempête Xynthia.

Les digues en maçonnerie, impactées lors de Xynthia et dont les dégâts sont synthétisés dans le Tableau 4, ont en effet développé des pathologies dont l'amorce était souvent antérieure à Xynthia : la pénétration et le ruissellement d'eau dans le corps de digue, ont eu pour conséquence une dissolution du liant du mortier.

Ces infiltrations, qui proviennent des disjointoiements entre lits de moellons, voire de canalisations fracturées traversant le massif de la digue et/ou des canalisations mal scellées dans le parement ont provoqué l'apparition progressive de cavités derrière les perrés.

Les décollements, constatés par la suite, résultent en partie de l'action dynamique sur le long terme des vagues, conduisant à des pressions élevées sur le parement et à une succession de tractions et de compressions, qui entraînent un ébranlement de masse du corps de digue.
De nombreuses cavités sont, de ce fait, apparues suite à la tempête. Les digues d'Asnelles et de Ver-sur-Mer ont ainsi été particulièrement touchées.

Dans les deux situations, seuls des travaux urgents ont été menés dans un premier temps. Ces réparations d'urgence, rarement suivies de travaux d'entretien courant, n'ont pas été suffisantes pour bloquer la dégradation des ouvrages.

Des travaux de confortement plus conséquents ont très vite été nécessaires. La difficulté à élaborer des plans de financement a retardé ces travaux.

La définition des projets, confiée à des bureaux d'études agréés, n'a pas pour autant été couplée à une surveillance organisée et formalisée, ni à un entretien régulier afin de stopper les pathologies sur les ouvrages. Une aggravation des désordres est alors souvent constatée avant la réalisation effective des travaux.

Cas des régions Bretagne et Nord Pas de Calais
L'impact de la tempête sur les ouvrages des régions Bretagne et Nord-Pas-de-Calais n'a pas été significatif.
Il est globalement constaté dans ces régions, un retard de prise de conscience du risque et des enjeux par les propriétaires d'ouvrages.

En Bretagne, la mise en œuvre d'actions pour respecter les prescriptions des arrêtés préfectoraux de classement est rarement suivie d'effet. C'est le plus souvent lors de la première inspection que sont rappelés les objectifs de la réglementation et les responsabilités en découlant.

Ainsi, dans les secteurs moins touchés, une fois la crise passée, les responsables n'ont pas forcément modifié leur mode opératoire en matière de gestion des ouvrages.
C'est essentiellement dans les zones où des submersions se sont produites que les esprits ont été les plus marqués

Mise en œuvre du décret du 11 décembre 2007

A partir de 2011, les services de contrôle de la Bretagne, du Nord Pas de Calais et de la Basse Normandie ont initié les inspections d'ouvrages classés. Le constat opéré lors de ces visites est que compte tenu des faibles moyens financiers de la majorité des gestionnaires, il semble difficile pour le service de contrôle d'appliquer à la lettre le Code de l'environnement en proposant des sanctions administratives ou pénales, sanctions qui n'aideront pas les gestionnaires à répondre à leurs obligations.

Plusieurs situations types ont été mises en évidence : soit le gestionnaire de la digue a vocation à l'être de part son statut ; soit le ou les propriétaires des terrains sont responsables de fait compte tenu de l'absence de gestionnaire. Se posent alors les questions de l'organisation des multi-propriétaires d'ouvrages ou des gestionnaires, de leurs capacités techniques et financières mais également des moyens humains à leur disposition. Résoudre ces trois questions constitue un enjeu important pour la mise en place des obligations réglementaires.

TABLEAU 4: IMPACTS SUR LES DIGUES DE PROTECTION CONTRE LES SUBMERSIONS MARINES DANS LES COMMUNES DU CALVADOS CONCERNÉÉS PAR L'ARRÊTÉ DE CATASTROPHE NATURELLE CONSECUTIF A LA TEMPETE XYNTHIA

Commune concernée	Conséquences	Suites données
Asnelles	Une centaine d'habitations inondées par plus d'un mètre d'eau. Le parapet a été détruit en partie et des cavités se sont ouvertes.	Les abords ont été immédiatement sécurisés (périmètre délimité par rubalise). A chaque marée, l'ouvrage s'est dégradé un peu plus. Le diagnostic de sécurité de l'ouvrage, initié avant la tempête et finalisé après celle-ci, a permis de définir les travaux urgents à mener. Ils ont consisté en une réparation du trottoir en crête pour stopper les infiltrations d'eau, un comblement des cavités et une reprise des joints. Sur la base de ce diagnostic, un bureau d'études, recruté par la commune, a mené une mission d'avant-projet pour le confortement à moyen et long terme de l'ouvrage. Voir le paragraphe spécifique.
Ver-sur-Mer	Une centaine d'habitations inondées par plus d'un mètre d'eau. Le parapet a été détruit en partie et des cavités se sont ouvertes.	Voir le paragraphe spécifique.
Saint-Côme-de -Fresné	Des paquets de mer ont franchi les enrochements protégeant une base conchylicole ainsi qu'une base de loisirs.	Un diagnostic réalisé suite à la tempête puis une mission avant-projet ont permis de définir un projet, non encore mis en œuvre à ce jour, visant d'une part à recharger le cordon en enrochements au droit de la base conchylicole mais également à réparer le tronçon géré par l'ASA de la digue en maçonnerie qui se prolonge à Asnelles.
Langrune-sur-Mer	Dégâts sur la digue	Opérations d'urgence de rejointoiement et réfection partielle de la digue.
Gefosse-Fontenay	Inondation de terrains agricoles suite aux dommages causés sur les enrochements protégeant des terrains agricoles, activités d'ostréiculture et un camping.	Un rechargement du cordon en enrochements a été réalisé immédiatement après Xynthia. Les ouvrages ont également fait l'objet d'un diagnostic portant sur l'ensemble des ouvrages de la Baie des Veys, située dans le périmètre du parc des Marais du Cotentin et du Bessin qui en a assuré la maîtrise d'ouvrage.
Grandcamp-Maisy		
Colleville-Montgomery	Pas d'information	

Partout où les digues demeurent sans gestionnaire, les services de l'Etat vont devoir engager des démarches de concertation afin que le ou les propriétaires puissent transférer la gestion à un acteur solide. Ce processus long et laborieux repose sur la conscience du risque des divers acteurs et des volontés de ces derniers, aucun outil réglementaire ne permettant de pallier un éventuel échec des concertations lorsqu'elles sont engagées.

Exemples de démarches de mutualisation de gestionnaires, de travaux d'urgence et de confortement suite à l'appel à projets PSR en Basse Normandie

Les arrêtés de classement, pris en fonction des priorités (digues à enjeux, dans des zones identifiées comme particulièrement submersibles ou déjà submergées lors de Xynthia) ont conduit les gestionnaires concernés à se mobiliser pour répondre à leurs obligations en fonction des échéances. Les démarches de mutualisation ou de projet de travaux d'ampleur, sont en général motivées initialement par les conséquences de la tempête et, par la suite, confortées par la prise de conscience de la responsabilité des ouvrages qu'implique le dispositif réglementaire.

Montmartin et Hauteville-sur-Mer (50) : une démarche de mutualisation de moyens[1] initiée suite à Xynthia et au coup de vent du 31 mars 2010

Les Associations Syndicales Autorisées (ASA) de défense contre la mer d'Hauteville-sur-mer et de Montmartin-sur-mer assurent la gestion de digues en front de mer, raccordées entre elles par un cordon dunaire : la dune des Garennes.

Depuis de nombreuses années, les membres de ces ASA constatent une dégradation accélérée de cette dune qui recule au gré des phénomènes tempétueux. Lors du coup de vent de mars 2010, un recul de plusieurs mètres a d'ailleurs été constaté.

Conscients de l'exposition du secteur au risque de submersion, les élus et ASA de Hauteville et Montmartin ont mené une réflexion pour mutualiser leurs moyens et définir une stratégie afin de répondre à leurs obligations réglementaires et améliorer la sûreté de leurs ouvrages. A cette occasion, des contacts réguliers ont été pris avec les services de l'Etat (DREAL et DDTM 50) afin d'opérer un état des lieux de la situation. Les arrêtés de classement des ouvrages, pris courant 2012, sont venus conforter leur position.

Leurs réflexions les ont conduits à élaborer un programme opérationnel rendu possible par la signature d'une convention de partenariat entre les deux communes et les deux ASA, prochainement complétée par un partenariat avec la Communauté de Communes du Canton de Montmartin. Les principaux axes de ce programme sont :

- de procéder à une analyse exhaustive de l'état du système et du fonctionnement de ce dernier, en s'appuyant sur les exigences réglementaires. Un bureau d'études agréé a été recruté. Le diagnostic des ouvrages, le dossier d'ouvrages ainsi que les consignes de surveillance ont ainsi été réalisés et sont en cours d'instruction par le service de contrôle ;
- de revoir la maîtrise d'ouvrage et favoriser les synergies entre les projets de chacun des acteurs de proximité ;
- de renforcer les liens avec les chercheurs (Université de Caen) et s'impliquer dans les programmes européens comme le LiCCo (Littoraux et Changements Côtiers) ;
- d'engager avec les communes et les collectivités territoriales un programme d'actions répondant au PSR.

La prochaine étape, sur laquelle reposent les fondements d'une future stratégie est la réalisation de l'étude de dangers pour laquelle le bureau d'études a aussi été missionné. Sa restitution est prévue pour juin 2013. Elle permettra ainsi d'apporter les premiers éléments nécessaires à la réflexion sur les actions concrètes à mener pour garantir la sécurité du système de protection.

Asnelles (14) : mise en œuvre d'une deuxième campagne de travaux d'urgence suite à la tempête Xynthia

Des premiers travaux d'urgence ont été menés sur cette digue suite aux dommages causés par la tempête. Pour remettre en état l'ensemble de l'ouvrage, un premier projet de travaux de confortement avait été élaboré courant 2011 mais faute de financements, n'a pu être mené.

Sans ces travaux de confortement, et sans entretien régulier, les désordres, non traités lors des premiers travaux urgents se sont accrus (Figure 2), nécessitant une nouvelle campagne de travaux urgents. Cette dernière a été menée à l'été 2012, comme l'illustrent les Figures 3 et 4. Elle a été financée par le fonds de solidarité consécutif au classement CATNAT et des subventions du Conseil Général du Calvados.

Ces travaux, ont consisté en la recherche et le traitement des cavités, sous la voirie et sous le parapet. Les remblais décompactés ont été purgés, les cavités comblées par du béton. Sur plusieurs secteurs, la remise en sécurité du perré, affecté par des fractures profondes, a été effectuée par mise en place d'un voile en béton projeté sur un treillis ancré, tel qu'indiqué sur le schéma de principe Figure 4.



FIGURE 2 : DÉVELOPPEMENT EXCESSIF D'UNE CAVITÉ DANS LA DIGUE D'ASNELLES - MAI 2011



FIGURE 3 : RECONSTRUCTION DU PARAPET ET REPRISE DU PERRE DE LA DIGUE D'ASNELLES

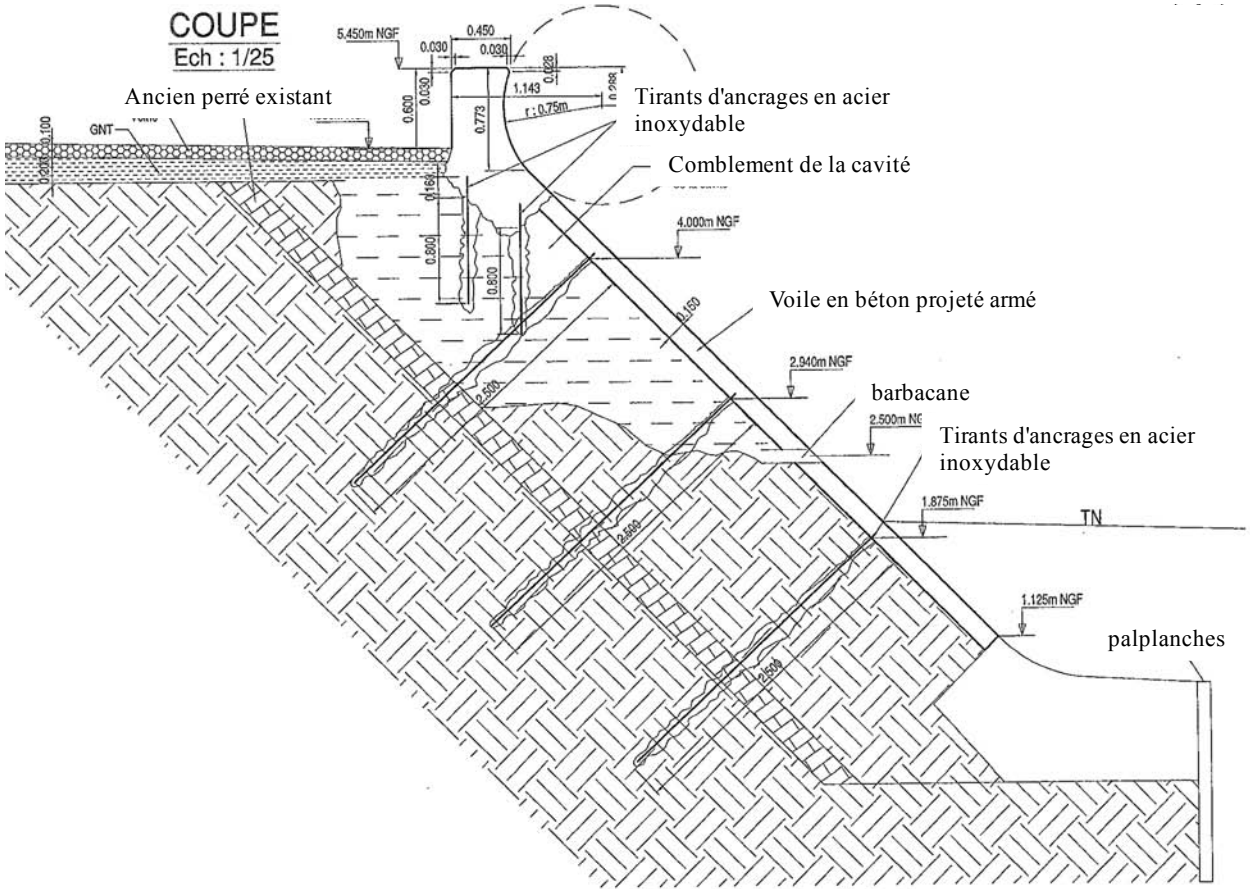


FIGURE 4 : SCHÉMA DE PRINCIPE [2] DE LA REPRISE DU PERRE DE LA DIGUE D'ASNELLES (TYPE 5)

Le parapet en maçonnerie et en béton armé, a également été reconstruit en adoptant une forme incurvée côté mer.
Le souhait initial de la commune était de rehausser son ouvrage afin d'en augmenter le niveau de protection. Sans l'étude de dangers permettant de préciser le niveau actuel de protection et les justifications d'un tel rehaussement, ce projet n'a pu aboutir.

Outre cette étude, la commune a initié une réflexion sur les modalités de réponse à l'arrêté de classement de l'ouvrage. Une première ébauche de consigne de surveillance a ainsi été transmise au service de contrôle.

Si l'étude de dangers est en cours de réalisation, sous le pilotage de la communauté de communes de Bessin Seulles Mer, la mutualisation des moyens souhaitée par la commune n'a pas encore été suivie d'effet.

Ver-Sur-Mer (14) : travaux de confortement relevant de la démarche PSR

Le corps de cette digue présentait globalement de nombreux signes de vieillissement et désordres ainsi que sur plusieurs secteurs, des dégradations structurelles importantes allant jusqu'à la ruine partielle de l'ouvrage.

La tempête Xynthia, a accentué les phénomènes et a abouti aux dégâts suivants, tels que décrits dans le rapport de diagnostic [3] :

- la destruction du parapet de la digue (Figure 5) sur une large portion (environ 170 m) ;
- la démolition d'une partie du perré ;
- la destruction du trottoir et l'apparition de cavités sous la chaussée ;
- des canalisations fracturées et des fissures apparentes laissant infiltrer l'eau depuis la crête.

Aucune analyse n'a cependant permis de relier directement les désordres observés à la sollicitation subie par la digue à l'occasion de la tempête (certains désordres existaient fort probablement avant la tempête et celle-ci les a aggravés).
Lors de cet épisode, une centaine de maisons a été submergée jusqu'à 1 mètre d'eau.

La zone inondée par intrusion massive de paquets de mer, suite à la destruction du parapet, est située à l'arrière immédiat de la digue.
La commune, à l'issue de ces événements, a donc programmé des travaux pour conforter le corps de digue et

reconstituer le parapet. Le projet (pas encore réalisé) consiste en des travaux de réfection ou de remplacement des ouvrages afin de rétablir les conditions de fonctionnement normal de la digue (bloquer les sources de pathologies et éviter le développement excessif des pathologies actuelles).

Ce projet de travaux, qui ne concerne que le tronçon géré par la commune, ne tient pas compte des tronçons situés de part et d'autre de la digue communale et participant à la protection de la même zone.



FIGURE 5 : DÉGÂTS SUR LA DIGUE DE VER-SUR-MER SUITE À XYNTHIA

En effet, les diagnostics dont on dispose à ce jour ne permettent pas de connaître le fonctionnement global du système d'endiguement. La future étude de dangers devra donc tenir compte de l'ensemble de ce système mais également reconstituer, avec le plus de précision possible, le scénario d'événements qui a conduit, lors de la tempête Xynthia, à l'inondation des zones protégées. Elle devra notamment permettre de répondre aux interrogations qui persistent sur les éventuelles surverses (déferlements de vagues) au-dessus du parapet dans les secteurs où il a résisté et les phénomènes d'érosion du « remblai côtier » qui supporte la voie de bord de mer, dus aux écoulements vers l'intérieur des terres.

Ce projet de travaux qui s'inscrit dans le cadre de l'appel à projets du PSR est intégré dans le PAPI Ornes Seulles, labellisé très récemment.

La labellisation PSR et l'avis favorable obtenu en mars 2012, ont été assortis de réserves visant à s'assurer qu'une réflexion à l'échelle du système de protection soit bien initiée.

L'objectif final d'un rapprochement entre les différents maîtres d'ouvrage est une articulation et une priorisation des divers projets de travaux dans le cadre de programmes d'actions justifiées par l'étude de dangers portant sur le système d'endiguement global.

Les premières démarches ont d'ores et déjà été engagées et l'appel d'offres pour la réalisation de l'étude de dangers, avec un portage par la communauté de communes, devrait aboutir en novembre 2012. A cette occasion, les premiers échanges ont eu lieu entre les différents gestionnaires impliqués, sur la possibilité de structuration d'une maîtrise d'ouvrage à plus large échelle.

Si tous les gestionnaires et propriétaires concernés s'accordent sur la nécessaire émergence d'une structure unique de gestion pour répondre aux enjeux de protection, les modalités pratiques de sa création sont encore loin d'être abouties.

Conclusion

Si la tempête Xynthia a globalement épargné les départements côtiers de la Manche et de Bretagne, là où des inondations se sont produites, des démarches de mise en conformité pour l'application de la réglementation relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques ont été initiées rapidement. Elles concernent à la fois l'amélioration de la connaissance sur le fonctionnement des ouvrages, par la réalisation des études de danger notamment, mais également le volet organisationnel avec un consensus largement acquis sur la nécessité de mutualiser les moyens des divers gestionnaires et de rechercher des structures gestionnaires pérennes, disposant de capacités techniques et financières adaptées.

Les démarches enclenchées par ces gestionnaires, bien que conscients des enjeux forts que revêtent ces diverses actions, évoluent lentement, les difficultés à mobiliser des financements étant récurrentes.

Les visites d'inspection réalisées par les services de contrôle sur le terrain et les contacts noués à cette occasion avec les responsables d'ouvrages et les collectivités, permettent une première prise de conscience sur l'intérêt et la nécessité de se mettre en conformité avec le décret de 2007.

Si les ouvrages sont globalement connus, car recensés et classés (ou en cours de classement), l'émergence de gestionnaires uniques à l'échelle des systèmes d'endiguement, reste la clef indispensable pour une bonne gestion des ouvrages.

Remerciements

Nous remercions les communes d'Asnelles et de Ver-sur-Mer ainsi que la délégation territoriale du Bessin de la

DDTM du Calvados pour la mise à disposition des illustrations et photographies des ouvrages.

Références

[1] Blog de l'ASA de Défense contre la mer d'Hauteville sur Mer
[2] Creocean/SCE Agence Normandie (2012). *Commune d'Asnelles, travaux de protection du littoral bâti, DOE*.
[3] Marill.O (2010), Laboratoire Rgégional des ponts et Chaussées de rouen, CETE Normandie Centre. *Ver-sur-Mer, Digues de protection contre la mer, avis sur l'état des structures*.

Digues à la mer : « des gestionnaires à consolider »

Coastal dykes:"managers to strengthen"

G. Favrel[1], T. Obé[2]

[1] DREAL des Pays de la Loire, Nantes, gaelle.favrel@developpement-durable.gouv.fr

[2] DREAL des Pays de la Loire, Nantes, thomas.obe@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

L'ambition du ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie de contribuer au renforcement de la sécurité des digues littorales reste encore souvent limitée par les capacités techniques et financières des gestionnaires.
Dans un certain nombre de cas, la première question est celle de la propriété des ouvrages et de la responsabilité de leur gestion. Dans la région des Pays de la Loire toutefois, la quasi-totalité du linéaire dispose d'un gestionnaire identifié et conscient de sa responsabilité. La difficulté, quand il s'agit de définir des modalités de gestion ou, surtout, de mener d'importants projets de remise à niveau, tient plutôt au morcellement de la propriété et de la gestion de linéaires importants, quand bien même ils peuvent faire partie d'un même système de protection. L'objectif national d'aller vers des modes de gestion unifiés ne va pas de soi, car il suppose de faire travailler ensemble des gestionnaires qui n'en avaient pas l'habitude et de coordonner leurs priorités et leurs ambitions en matière de protection. L'inscription de cette obligation dans la réglementation pourrait avoir le mérite de conduire à l'émergence de gestionnaires "plus gros", dont les capacités techniques et financières sont meilleures, et la limite d'éloigner la gestion de l'ouvrage de la zone protégée, les occupants de cette zone (et donc principaux intéressés par la protection) pouvant alors se sentir déresponsabilisés : par exemple, lorsqu'une association syndicale de propriétaires est remplacée par un syndicat mixte ou une collectivité locale au périmètre plus large.

Pour autant, il semble encore nécessaire de faire évoluer le travail de certains gestionnaires vers davantage de professionnalisme, de sorte qu'ils soient en mesure de mieux s'approprier leurs obligations et de soutenir la mise en œuvre de leurs engagements. En effet, bon nombre d'entre eux, notamment sur le littoral, semblent encore avoir besoin de s'approprier la réglementation (singulièrement le code de l'environnement) et jugent que les études nécessaires pour mener des projets en conformité avec les règles de l'art sont, à elles seules, d'un coût rédhibitoire, en dépit de subventions pouvant aller jusqu'à 70%. Dans de telles conditions, le financement des nécessaires travaux de remise en état puis le bon entretien ultérieur ne semble pas assuré, sauf si le gestionnaire est mis en situation de percevoir de nouvelles ressources – dans ce sens, une implication financière des occupants de la zone protégée, semblerait assez responsabilisante.

Chacun pourrait ainsi mettre en regard la contribution financière qui lui est demandée avec le bénéfice attendu en termes de protection, dans l'esprit des analyses coûts bénéfices (ACB) exigées pour ce type de projets. Le retour d'expérience des premières ACB de projets de renforcement de digues du littoral pose néanmoins la question des hypothèses à formuler (à quel moment survient la brèche, avec quelle probabilité, et comment les travaux réduisent-ils cette probabilité de rupture ?) et suggère d'approfondir la connaissance des mécanismes de rupture. Par défaut, prendre en compte uniquement les scénarios de ruptures générés par des phénomènes de surverse, comme cela a pu être constaté dans certaines ACB, peut conduire à orienter fortement les choix vers la rehausse des ouvrages : la méthodologie, par elle-même, oriente les conclusions, et gagnerait donc à être enrichie de l'expertise nationale.

Abstract

The aim of the Ministry of Ecology, Sustainable Development and Energy to contribute to the strengthening of security of dykes against coastal submersion still remains often limited by the technical and financial capabilities of the managers. In a number of cases, the first issue is the ownership of the structures and the responsibility of management. However, in the region of Pays de la Loire, almost all of the length of dykes have an identified manager who is aware of his responsibility. The difficulty, when it comes to defining modalities of management or to perform important projects of restoration, holds especially to the division of ownership and the management of important lengths, even though they may belong to the same system of protection. The national objective to go towards unified modes of management is not trivial, because it needs to work together managers for the first time and to coordinate their priorities and ambitions regarding protection. The

writing of this obligation in the law could have the merit to lead to the emergence of "bigger" managers, whose technical and financial capabilities are better, but could have the limit to take away the management of the work of the protected zone, then the occupants of this zone (and so most interested peoples by the protection) can be able to feel removed all sense of responsibility : for example, when owners' syndicate is replaced by a mixed union authority or a local authority with a wider perimeter.

However, it seems still necessary to develop the work of certain managers towards greater professionalism, so that they are able of appropriating better their obligations and to support the application of their commitments. Indeed, many of them, particularly on the coast, still seem to need to appropriate laws (especially the code of the environment) and feel that the necessary studies to realise projects in accordance with the rules of the art are, in themselves, of a crippling cost, despite public grants of up to 70 %. In such conditions, the financing of the necessary works of restoration and the subsequent maintenance does not seem assured, unless the administrator is put in situation to perceive new resources - in this sense, a financial implication of the occupants of the protected zone, would seem rather giving responsibilities.

In the spirit of cost-benefit analyses (ACB) required for this project type, each one could put on the opposite page the financial contribution with the expected benefit in terms of protection. The feedback of the first ACB of strengthening projects of sea dykes nevertheless raises the question of the hypotheses (when and with what probability the breach occurs ? how do the works can reduce this probability of break ?) and suggests a deeper understanding of failure mechanisms. By default, taking into account only the scenarios of breaks generated by phenomena of overflow, as it has been noticed in certain ACB, can lead to likely guide choices towards the raising of the levees : the methodology, by itself, directs the conclusions, and would thus win to be enriched with the national expertise.

Introduction

Une grande majorité des digues du littoral français a été construite en tout ou partie sur le Domaine Public Maritime, avec une forte implication des services de l'État dans la maîtrise d'ouvrage et maîtrise d'œuvre des travaux. La décentralisation de ces missions vers les collectivités locales a entraîné un report important qui est encore souvent en cours, les services de l'État n'assurant plus que le contrôle administratif de ces dépendances du DPM, en particulier pour les autorisations d'occupations temporaires. Ce report s'accompagne souvent (en cas de nouveaux travaux notamment), mais pas toujours, d'une convention établissant les modalités du partage de gestion et de la concession d'utilisation des dépendances du DPM.

La question de la propriété des ouvrages, même construits par l'État, n'est pourtant pas simple à résoudre, car si elle est liée à la propriété du sol, la délimitation officielle du Domaine Public Maritime est rarement établie. En effet, la procédure d'enquête publique pour la délimitation du rivage est souvent susceptible de soulever des contentieux de la part des riverains, en particulier de riverains privés.

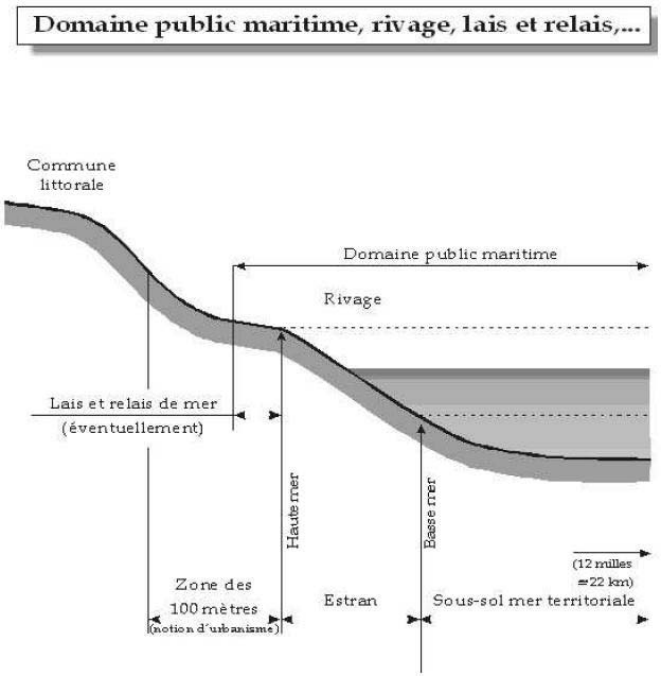


FIGURE 1 : DOMAINE PUBLIC MARITIME (DPM) [1]

Pourtant, il convient de trouver un gestionnaire responsable de l'ouvrage, à même de régler à terme la question de cette propriété (en achetant ou se voyant concéder l'ouvrage), et surtout d'engager les moyens répondant aux objectifs de sûreté de la digue, tout particulièrement quand elle protège des enjeux significatifs. Si celui-ci est souvent un groupement de collectivités (syndicats mixtes), il peut aussi s'agir d'un groupement de riverains privés (associations de propriétaires agricoles), ou d'une «petite » commune, pas toujours à même d'établir le suivi rigoureux qu'impose la réglementation du code de l'environnement sur les digues.

L'objectif partagé de gestion globale et cohérente prendra du temps, mais pose aussi la question de la bonne échelle de financement, à l'intérieur ou non du périmètre de la zone protégée par la digue, sachant que cette dernière reste encore souvent mal connue en l'absence d'étude de dangers.

Après le recensement, les obligations

Depuis la parution du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages

hydrauliques, le patrimoine de digues est mieux connu sur le littoral français, et si la question de propriété et de gestion reste parfois complexe, l'ouvrage est identifié et repérable. Outre une base de données centralisée qui préexistait (BARDIGUES) et a été relancée sous une forme modernisée (SIOUH), l'État s'est doté d'un dispositif de contrôle de sécurité des ouvrages hydrauliques autorisés relevant de la police de l'eau regroupé au sein des DREAL, avec des effectifs dédiés à cette mission. Le partage de connaissance sur les digues s'intensifie aussi progressivement, sur divers secteurs, grâce aux plates-formes partenariales et programmes d'actions communs entre l'État et les collectivités.

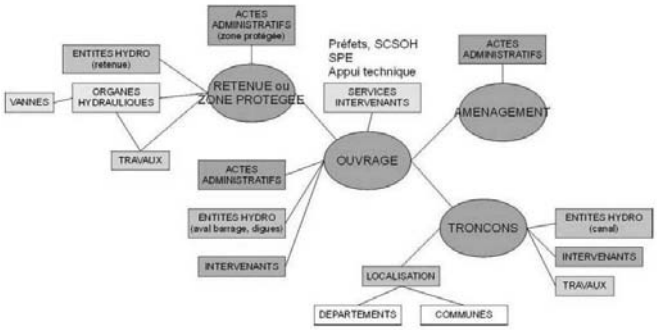


FIGURE 2 : BASE DE DONNÉES SIOUH [2]

Les tempêtes de 1999 (Lothar et Martin) et 2010 (Xynthia) ont également accéléré les efforts des services de l'État, mettant en évidence la présence de territoires fortement endigués, avec des enjeux protégés importants (habitat, enjeux socio-économiques) comme les régions Pays de la Loire, Nord-Pas-de-Calais, Picardie ou Languedoc-Roussillon (zones basses). En région des Pays de la Loire, les digues littorales relèvent souvent de la classe B (la population de 1000 personnes étant souvent atteinte), ou C (cas des polders agricoles, avec une population protégée plus diffuse). Dans d'autres régions, certains digues littorales peuvent relever de la classe A (ex : Wateringues en Nord-Pas-de-Calais).

Il est à noter qu'un système de protection (correspondant à une zone protégée) est parfois complété par des éléments naturels ou semi-artificiels (cordons dunaires plus ou moins renforcés par l'action humaine), pour lesquels il est difficile d'appliquer le même type de réglementation « ouvrages hydrauliques » qu'à une structure artificielle, d'autant que se posent les mêmes questions de propriété et de gestion, en plus des questions de méthodologie propres à leur morphologie face aux sollicitations marines (exemple : en deçà de quelle épaisseur considère-t-on qu'une dune peut rompre lors d'une tempête et entraîner la submersion d'une zone basse ?). L'évolution réglementaire prévue par décret semblerait faciliter la prise en compte voire le classement de l'ensemble des digues comprises dans le système et conçues en vue de protéger contre les inondations et submersions, y compris les éléments naturels.

En région des Pays de la Loire, la quasi-totalité du linéaire dispose d'un gestionnaire identifié (propriétaire ou non) et conscient de ses responsabilités, agissant souvent sur une dépendance du DPM qui a été transférée ou concédée. Le classement de la digue lui a été rappelé par arrêté préfectoral, et il doit répondre aux obligations réglementaires listées ci-après avant un délai fixé, qui est plus ou moins avancé par rapport au 31 décembre 2012, qui est la date de mise en conformité générale fixée par le décret de 2007 :

- transmettre le diagnostic initial de sûreté (exigé par le décret de 2007 avant le 31 décembre 2009) ;
- constituer le dossier d'ouvrage contenant l'ensemble des documents relatifs à l'ouvrage, permettant d'avoir une connaissance la plus complète possible de sa configuration exacte, de sa fondation, de ses ouvrages annexes, de son environnement hydrologique, géomorphologique et géologique ainsi que de son exploitation depuis sa mise en service ;
- décrire l'organisation mise en place pour assurer l'exploitation et la surveillance, notamment concernant les modalités d'entretien et de vérifications périodiques, et le contrôle de la végétation ;
- transmettre les consignes écrites de l'ouvrage dans lesquelles sont fixées les instructions de surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances ainsi que celles concernant son exploitation en crue ;
- réaliser la première visite technique approfondie (et transmettre son compte rendu) ;
- réaliser et transmettre le rapport de surveillance ;
- réaliser et transmettre l'étude de dangers.

Seule l'étude de dangers peut être prescrite après fin 2012, et dans tous les cas avant fin 2014 (exception pour les digues de classe A : le décret de 2007 exige une production de l'étude avant le 31 décembre 2012). Dans le cas de travaux notables sur l'ouvrage (à l'exception de la classe D) s'inscrivant dans le cadre d'une procédure d'autorisation loi sur l'eau, la remise d'une étude de danger fait par ailleurs partie des pièces requises dans le dossier de demande d'autorisation (CE. R.214-6). La question de la conformité des digues se pose dès cette année 2013, car le retard constaté est généralement important dans la production des documents cités. Pour les régions où les digues à la mer n'ont pas de responsable clairement identifié vis-à-vis de la réglementation (ce qui renvoie à chaque propriété morcelée), la mise en conformité n'est pas possible, ce qui est problématique quand les programmes d'actions mis en place par l'État exigent justement une situation claire

concernant la gestion de la digue.

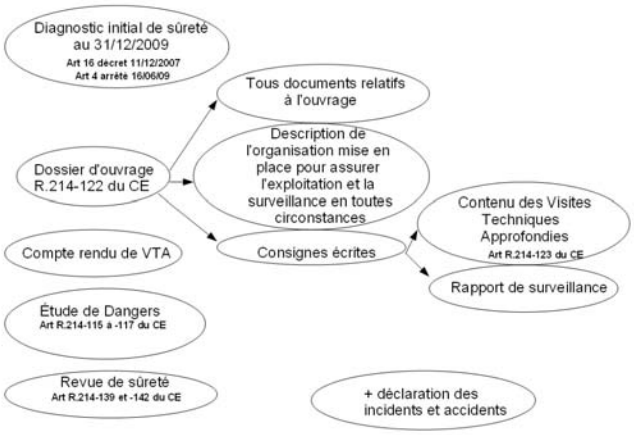


FIGURE 3 : PRESCRIPTIONS DE SÉCURITÉ

Dans tous les cas, le morcellement de la gestion ou au contraire la gestion sans moyens adéquats de linéaires trop importants reste une difficulté, quand bien même ils peuvent faire partie d'un même système de protection (d'une même « digue »). Pourtant, le classement de la digue leur a été signifié en même temps, avec les mêmes délais de prescription, et une recommandation à unir leurs efforts a été clairement précisée, notamment pour la production de l'étude de dangers sur un périmètre cohérent. Pour l'heure, la remise de documents de gestion est encore trop rarement coordonnée entre les gestionnaires des différents tronçons. Dans l'attente de la mise en place de gestionnaires unifiés, que les démarches PAPI devraient permettre de faire émerger dans les prochaines années, et de stratégies de protections cohérentes sur les diverses zones protégées, l'intégration par les gestionnaires des conditions d'accès au financement dans le cadre du dispositif PSR a par ailleurs pu avoir des effets qui n'étaient pas toujours ceux escomptés. En particulier, si la possibilité de réaliser des travaux de confortement avec des niveaux d'exigences allégées comparativement aux travaux de rehausse (ces derniers nécessitant de disposer d'un PAPI complet labellisé, d'une étude de danger et généralement d'une analyse coût-bénéfice) a permis de financer des interventions sur des ouvrages à l'état dégradé, ils ont aussi paradoxalement pu conduire localement à rendre plus visibles la discordance des objectifs et des moyens d'un tronçon à l'autre. Citons le cas d'une remise à niveau sans rehausse présentée en 3 temps sur 3 tronçons de classe B contigus, par des maîtres d'ouvrage différents, avec autant d'objectifs de protection (cote altimétrique variant de 50cm selon les tronçons). Les délais nécessaires à la coordination des niveaux de protection, renvoyant à la labellisation préalable du PAPI complet, a conduit ces derniers à privilégier le confortement à l'identique de leurs tronçons respectifs, sur la base de cotes disparates, la priorité identifiée étant de ne pas retarder la mise en sécurité des tronçons dont ils sont respectivement responsables. Il s'agit heureusement d'un cas rare et appelé à ne pas se renouveler compte tenu de l'avancement des démarches PAPI, mais illustrant bien la complexité des situations rencontrées.

Quelle échelle pour une meilleure cohérence ?

La mise en œuvre des orientations nationales et particulièrement du Plan national de prévention des Submersions Marines tend à lisser ces difficultés, mais l'objectif national d'aller vers des modes de gestion unifiés ne va pas de soi, car il suppose de faire travailler ensemble des gestionnaires qui n'en avaient pas l'habitude et de coordonner leurs priorités et leurs ambitions en matière de protection. En effet, sur un même linéaire de digue, peuvent apparaître des ambitions très diverses et qui peuvent parfois interroger : citons le cas d'une digue protégeant des enjeux essentiellement agricoles, où l'objectif de protection (cote d'arase de l'ouvrage) défendu par le gestionnaire est plus ambitieux que celui défendu sur un tronçon voisin protégeant des enjeux habités.

Si cela tient souvent à des contraintes de construction dans des zones d'accès difficile ou à un défaut de stratégie que les Programmes d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) prévoient de lisser à moyen ou long terme, on observe que chaque situation est la plupart du temps particulière et s'inscrit dans une logique de « cas par cas ». Il sera donc souvent indispensable de dégager une stratégie globale et cohérente à l'échelle d'un système complet, qui plus est quand celui-ci s'étend sur plusieurs kilomètres voire dizaines de kilomètres de côte avec des endiguements secondaires et un réseau rétro-littoral ou fluvial important (marais poitevin, marais breton, îles de Ré, Noirmoutier, estuaires charentais). L'intervention précipitée sur un secteur est rarement pertinente avant de pouvoir disposer d'un diagnostic comparé voire d'une étude de dangers, que quelques rares entités ont déjà produite. Ce type d'intervention est parfois envisagé par des gestionnaires légitimement soucieux des responsabilités qui sont les leurs quant à l'état de leur ouvrage, à l'image de l'exemple développé dans le paragraphe précédent.

Afin de consolider la gestion des digues littorales, l'émergence de gestionnaires de plus grande capacité technique et financière est donc un objectif encouragé à la fois sur le plan incitatif, avec les programmes de financement déjà en place (PSR - PAPI) et sur le plan réglementaire, avec l'évolution prévue par la loi Grenelle II. Dans certains départements, si le problème du classement et de la non-conformité des digues devient un véritable enjeu juridique, un maître d'ouvrage global a émergé pour les projets de remise à niveau en la présence d'une grande collectivité, qui a obtenu l'agrément nécessaire pour la

maîtrise d'œuvre des études et travaux sur digues. Celle-ci serait responsable dans un premier temps de l'ouvrage (du dépôt du dossier à la réception des travaux), mais la gestion des digues reviendrait à terme dans le giron d'une collectivité plus « locale » (communauté de communes typiquement). Des conventions permettent à chaque partie d'endosser les responsabilités qui lui incombent. Cela ne résout pas le problème de la gestion de l'existant, avant les travaux qui selon le calendrier peuvent se révéler très lointains. En région des Pays de la Loire, les porteurs de projets de travaux sont plus souvent des collectivités à l'échelle de la commune voire de l'intercommunalité, donc plus proches du territoire ; elles sont gestionnaires ou s'entendent par convention avec lui, mais n'ont pas d'agrément technique.

La gestion de la digue « au quotidien » nécessite à la fois une proximité « physique » relative, ne serait ce que pour l'entretien courant et la surveillance régulière (fauchage, rejointoiement, abattage des arbres), mais aussi un personnel en nombre et qualifié. Dans le cas contraire on peut assister à des défauts d'exploitation, voire à un délaissement de la problématique par le niveau local, ce qui déresponsabilise les premiers citoyens concernés et peut renvoyer à d'autres questionnements sur le plan de la prévention du risque : conscience du risque, prise en compte de la vulnérabilité, gestion de l'information et de l'alerte en cas de crise. Autant de points sur lesquels les PAPI engagés devraient permettre de progresser dans les années à venir. Dans le cas d'une commune, le maire est le premier responsable de la sécurité civile, il doit donc rester au fait des actions mises en œuvre sur son territoire. Dans le cas d'une association syndicale, dont l'objectif est justement d'éviter la gestion morcelée des propriétaires, dans certains cas la proximité immédiate a pu démontrer son efficacité en cas de crise ; à l'inverse la prise en charge des actions lourdes de confortement ou de rehausse de l'ouvrage se heurte à des obstacles sérieux, en terme de capacités techniques et financières, de telles structures n'étant d'ailleurs pas éligibles aux aides du fond Barnier.

Il est relativement difficile de trouver une réponse idéale répondant à tous les cas de figure rencontrés, où le gestionnaire bénéficie des moyens adéquats, mobilisables en toutes circonstances. Suite à la tempête Xynthia, les pouvoirs publics ont cherché des clés d'entrée pour mieux organiser leur intervention dans ce type de crise, mais aussi pour assurer une meilleure gestion des digues. Il en est ressorti des interrogations sur l'organisation territoriale, administrative et financière [3]. En effet, la gestion d'un ouvrage ignore les frontières, les limites communales, les limites public / privé. Des propositions ont ainsi été formulées en matière de sources de financement et en matière de gestion mutualisée, comme la création d'une agence nationale compétente en gestion des digues, ou le soutien voire la création d'établissements publics à l'échelle de districts hydrographiques (type EPTB). Sur le littoral, la question de l'échelle hydrographique n'est pas évidente à traiter. En tout état de cause, le statut qui perdure aujourd'hui – statut quo des propriétaires et gestionnaires, à adapter « au cas par cas » avec les collectivités en place – devrait déjà progresser avec la mise en commun des études de dangers et avec l'évolution réglementaire prévue, qui serait accompagnée d'une obligation de résultat sur tout le système de protection (objectif à terme : un système = un gestionnaire autorisé), et aussi plus généralement grâce au contexte favorable que les démarches PAPI permettent d'instaurer localement. Cela ne résout pas toutes les interrogations sur le financement, et finalement sur la question de la solidarité autour de la gestion des digues.

Quelle solidarité pour les digues ?

Les gestionnaires de digues à la mer se heurtent souvent aux limites de leur statut : leurs compétences en matière de gestion hydraulique sont souvent limitées, et s'étendent même pour certains uniquement sur la partie « investissement » du point de vue comptable, renvoyant à une structure de proximité la partie « fonctionnement » (entretien, surveillance). C'est souvent le cas des relations de solidarité entre syndicats mixtes et associations syndicales autorisées ou forcées de propriétaires. La perspective d'opérations de confortement lourdes à mener est généralement génératrice d'une recherche de solidarité, qui peut prendre la forme de délégations ou substitutions avec les collectivités, lorsque les associations autorisées ne sont pas en capacité de porter les projets d'investissement.

Les gestionnaires de digues se heurtent également au manque d'adéquation entre une zone protégée qui peut s'étendre très largement et un périmètre d'intervention restreint avec des ressources financières limitées, quand bien même ils sollicitent des subventions pour l'investissement pouvant aller jusqu'à 70% du coût des projets. Ainsi dans la région des Pays de la Loire, l'État, le Conseil régional, les Conseils généraux de Loire-Atlantique et de la Vendée ont reconduit un cadre de partenariat pour la gestion durable du littoral, qui vise à décliner les dispositifs nationaux du Plan Submersions Rapides et de la stratégie nationale Gestion du Trait de Côte. Cette instance, qui a vocation à labelliser les projets PSR sur le littoral d'un montant inférieur à 3M€, offre un cadre régional de gouvernance autour de ces thématiques, et permet en particulier la coordination des cofinancements apportés par les 4 partenaires.

Ces deux questions étroitement liées amènent à réfléchir à la contribution financière que seraient prêts à payer les citoyens de la zone A protégées par la digue B, situées sur les communes C et D, éventuellement au prorata des dégâts moyens annuels évités sur leur propriété par la protection apportée par la digue. Ainsi, le citoyen protégé prendrait la mesure de l'investissement à réaliser pour pouvoir continuer

à vivre derrière la digue. Dans le cas des associations syndicales, il est souvent difficile de faire admettre l'augmentation des taxes car les propriétaires refusent de payer seuls la protection collective. Si on estime collectivement que le coût est trop important, le gestionnaire doit alors se poser la question soit d'augmenter sa propre part, soit d'effectuer un emprunt pour l'investissement, soit d'envisager la protection autrement (avec des objectifs moins ambitieux par exemple). Dans un cas extrême, le gestionnaire peut même être amené à proposer la délocalisation des biens qui ne seraient plus alors considérés comme « protégeables ».

La logique serait donc de raisonner par analyse coûts bénéfices (ACB), ce qui est d'ailleurs exigé dans le cadre des projets d'investissement sur les digues dans le cadre des PAPI (calcul sur une période de 30 à 100 ans). Le retour d'expérience des premières ACB de projets de renforcement de digues à la mer pose néanmoins la question des hypothèses à formuler (où et à quel moment survient la brèche, avec quelle probabilité, et comment les travaux réduisent cette probabilité de rupture ?), et suggère d'approfondir la connaissance des mécanismes de rupture. Par défaut, prendre en compte essentiellement des ruptures par surverse peut conduire à orienter fortement les choix vers la rehausse des ouvrages : la méthodologie, par elle-même, oriente les conclusions, et gagnerait donc à être enrichie de l'expertise nationale et des retours d'expérience.

Vers plus de professionnalisme

Sur le territoire littoral, il semble encore nécessaire de faire évoluer le travail des gestionnaires vers davantage de professionnalisme, de sorte qu'ils soient complètement au fait de leurs responsabilités et de leurs obligations, et en capacité de soutenir la mise en œuvre de leurs engagements. En effet, bon nombre d'entre eux semblent encore avoir besoin de s'approprier les exigences de la réglementation (singulièrement le code de l'environnement) et jugent que les études nécessaires pour mener des projets en conformité avec les règles de l'art sont, à elles seules, d'un coût rédhibitoire, en dépit des subventions. En outre, les gestionnaires remettent souvent en question l'utilité de telle ou telle étape réglementaire ou d'un document exigé par le classement de la digue. Le retour d'expérience sur la défaillance des ouvrages côtiers conduit pourtant à renforcer l'idée que les ouvrages doivent être suivis régulièrement, de manière rigoureuse, et à s'assurer avant toute mise en chantier que l'ouvrage est bien connu, que le dimensionnement n'a souffert d'aucune erreur, qu'il fait appel aux bonnes hypothèses géotechniques, hydrauliques, de génie civil. Les confortements mis en œuvre dans le cadre des travaux d'urgence ont ainsi été réalisés très rapidement après la tempête et dans l'objectif de réparer les désordres avant les grandes marées suivantes. La rapidité d'exécution et l'important volume des travaux (plus de 70 chantiers en région Pays de la Loire) n'ont pas toujours permis le strict respect de l'ensemble des règles de l'art, à la fois en amont du projet et pendant le chantier (investigations préalables, dimensionnement, contrôle des matériaux) mais aussi postérieurement (récolement, contrôles de réalisation). Ces confortements en urgence ont permis néanmoins la mise en sécurité des populations dans un délai très contraint, qui représentait un impératif incontournable. Ce retour d'expérience permettra d'alimenter utilement les programmations pluriannuelles de travaux à venir dans le cadre des PAPI en cours.

Conclusion

La gestion des digues à la mer se heurte encore à d'importantes difficultés en termes de cohérence et d'échelle d'action, avec un constat de « statut quo » à améliorer au cas par cas, que les réflexions nationales ou évolutions réglementaires prévues ne résolvent pas entièrement. Sur le plan technique, des progrès sont encore attendus pour rendre les structures gestionnaires plus actives et professionnelles, et pour améliorer la connaissance des mécanismes de rupture et la consolidation des modèles conceptuels, permettant une facilitation de l'aide à la décision. La logique mise en œuvre grâce au PSR et aux PAPI est de nature à permettre des progrès décisifs dans cette direction.

Remerciements

Appui technique national : CETE, IRSTEA, CETMEF

Références

[1] site internet et intranet du Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie (2012)
[2] aide en ligne de la base SIOUH (2012)
[3] CEPRI, *La gestion des digues de protection contre les inondations (*février 2011)

Vers plus d'efficacité pour les digues et une meilleure protection juridique pour leurs gestionnaires

Towards more efficient levees and a better liability coverage for their managers

G. Rat

Ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie (direction générale de la prévention des risques), Grande Arche de La Défense (paroi Nord) 92055 La Défense cedex ; gilles.rat@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La loi sur l'eau et les milieux aquatiques du 30 décembre 2006 et son décret d'application du 11 décembre 2007 avaient rangé les digues protégeant les populations contre les inondations fluviales ou les submersions marines dans la catégorie des ouvrages hydrauliques devant être réglementés afin que la sécurité publique reste préservée. Ainsi, des règles ont été fixées, à l'instar des barrages, pour prévenir la rupture des digues à l'occasion de leur mise en charge hydraulique lorsque la crue (ou le phénomène de submersion) se produit et pour connaître à partir de quelle mise en charge l'absence de rupture ne peut plus être garantie et évaluer corrélativement les zones qui risquent de subir une inondation aggravée.

La loi du 12 juillet 2010 portant engagement national pour l'environnement ouvre de nouvelles perspectives pour les digues. Avec le nouvel article L.562-8-1, résolument inscrit dans le chapitre du code de l'environnement consacré à la prévention des inondations, le législateur invite à considérer les digues non seulement comme des ouvrages hydrauliques potentiellement dangereux en cas de rupture mais aussi comme un outil de prévention dont la fonction doit être définie et l'efficacité garantie. Et c'est d'ailleurs par le respect de l'ensemble des règles assurant la sûreté et l'efficacité des ouvrages que le gestionnaire de la digue pourra voir sa responsabilité limitée si cette dernière n'a pas résisté lors d'une crue fluviale ou lors d'un événement de type Xynthia. Ne nous y trompons pas, la nouvelle mesure législative poursuit un double objectif : améliorer l'efficacité des digues, régulièrement mise en question à l'occasion d'événements souvent médiatisés et préserver ou développer cette indispensable activité de « gestionnaire de digue », laquelle est potentiellement menacée dans un monde de plus en plus « judiciarisé ». La présente communication dresse le tableau de ces nouvelles perspectives.

Abstract

In 2006 and 2007, a law and subsequent national regulations ruled out that levees should be regarded as potentially hazardous objects, the same way dams are. Thus, since January 2008, levees must comply with rules in order to prevent breaches in situation of flood.
In 2010, a new law puts limits to the responsibility of the levees' manager in case of damages caused by a flood exceeding what the levees were designed for.
By urging levees' managers to define more precisely what their levees are made for, this law is opening a new field in the methods used to protect populations in vulnerable areas.

Introduction

Les digues qui assurent la protection des populations contre les inondations de toutes sortes (inondations fluviales, estuariennes, torrentielles) et contre les submersions marines dont l'exemple emblématique le plus récent en France a été constitué par la tempête Xynthia du 28 février 2010 sont définitivement devenues des « ouvrages hydrauliques » à part entière avec le décret d'application des dispositions de la loi sur l'eau et les milieux aquatiques du 30 décembre 2006 qui avaient pour but, précisément, de renforcer la sûreté des ouvrages hydrauliques.

Nous verrons dans un premier temps quels ont été les apports de cette réglementation mais aussi ses limites.

La loi du 12 juillet 2010 portant engagement national pour l'environnement ouvre de nouvelles perspectives pour les digues. Avec le nouvel article L.562-8-1, résolument inscrit dans le chapitre du code de l'environnement consacré à la prévention des inondations, le législateur invite à considérer les digues non seulement comme des ouvrages hydrauliques potentiellement dangereux en cas de rupture mais aussi comme un outil de prévention dont la fonction doit être

définie et l'efficacité garantie. Si le décret d'application de ces dispositions nouvelles est en cours d'élaboration au moment où cet article est rédigé, il est néanmoins possible de dégager les idées forces qui découlent de la loi et qui sont la continuité logique des règles fixées par le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007. Nous verrons ainsi comment la nouvelle loi permet de renforcer les notions essentielles de « système d'endiguement » et de « zone protégée » et comment il devient possible de limiter la responsabilité du gestionnaire de la digue aux seules performances qu'il a démontrées et sur lesquelles il peut s'engager.

Les apports et les limites du décret 2007-1735 dans le domaine des digues

Qu'est-ce qu'une digue au plan juridique ?
Commençons par une brève analyse juridique de la notion de « digue » et une petite critique des textes en la matière, critique il est vrai facile *a posteriori*.

Le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 entretient un certain flottement quant à la définition qu'il convient de donner au mot « digue », puisque la nomenclature de la loi sur l'eau qu'il modifie à cette occasion mentionne les digues dans deux rubriques différentes (rubrique 3.2.5.0. et rubrique 3.2.6.0.) qui désignent deux familles d'ouvrages en principe distinctes mais dont les contours sont en réalité assez flous.

La rubrique 3.2.5.0. désigne traditionnellement la famille des barrages de retenue. S'il n'est pas besoin de préciser, devant le Comité Français des Barrages Réservoirs, ce que l'on entend par « barrage », la notion de « digues de canaux », également mise sous le chapeau de la rubrique 3.2.5.0., a de quoi laisser plus perplexe tout lecteur qui ne serait pas rompu au jargon de la loi sur l'eau. De fait, l'administration a souhaité, par cette appellation de « digues de canaux », classer en tant que barrages des canaux constitués en remblais par rapport au terrain naturel pour au moins un côté, sur au moins une partie de leur tracé longitudinal. En effet, le remblai qui subit une charge hydraulique en permanence rend légitime, pour ces ouvrages, une telle assimilation. Le volume de la retenue est alors le volume d'eau dans le bief entre deux écluses ou deux ouvrages vannés (cf. article R.214-112 du code de l'environnement.) Ces canaux ne sont évidemment pas à ranger parmi les ouvrages assurant une protection contre les inondations et les submersions marines et nous n'y reviendrons pas.

La rubrique 3.2.6.0. vise en revanche les digues de protection contre les inondations et les submersions. Le 1° de cette rubrique concerne assurément les digues de protection contre les inondations fluviales mises en place dans le lit majeur des rivières, quelques fois fort loin du lit mineur. Ces ouvrages ne sont qu'exceptionnellement soumis à la charge hydraulique. C'est la raison pour laquelle on les appelle quelques fois « digues sèches ». Leur pendant existe pour les ouvrages de protection contre les submersions marines.

Le 2° de la rubrique 3.2.6.0., en visant les « digues de rivières canalisées » introduit à nouveau de la confusion. Certes, dans ce cas, le remblai de la rivière canalisée est construit directement dans le lit mineur de la rivière et la fondation de l'ouvrage ainsi que sa partie inférieure est dans l'eau, ce qui tendrait à les différencier des « digues sèches » visées au 1° de la rubrique. Pour autant, dans les deux cas, la finalité de l'ouvrage est la même, à savoir protéger un territoire à l'aval de l'ouvrage contre l'inondation en augmentant artificiellement la marge avant débordement de la rivière en cas de crue.

Pour peu que la rivière soit en plus équipée d'un barrage mobile, le remblai peut être vu comme la revanche du barrage avant l'atteinte de sa côte des plus hautes eaux.

Consciente de ces difficultés d'interprétations, l'administration, n'en doutons point, cherchera tôt ou tard à simplifier la nomenclature « loi sur l'eau » pour que, de façon univoque, nous ayons d'un côté, avec la rubrique 3.2.5.0., les barrages de retenue et les ouvrages assimilés, et de l'autre, avec la rubrique 3.2.6.0., les ouvrages de prévention des inondations et des submersions, que nous appellerons « digues » par commodité de langage dans la suite de la présente communication.

Un renforcement des règles de conception, de réalisation et de surveillance
Venons-en aux apports proprement dits du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 en ce qui concerne la sécurité et la sûreté des digues. Si les digues étaient visées au même titre que les barrages par la législation du 30 décembre 2006, il convient de s'interroger sur la finalité des règles qui leur ont été imposées.

Assurément, le recours à un bureau d'étude agréé pour la conception des digues et le suivi de leur chantier, obligatoire depuis la publication au *Journal officiel* du 13 mai 2011 de la première liste des organismes agréés, vise à ce que ces ouvrages ne soient pas considérés comme de simples « tas de terre » mais obéissent à des règles de conception et de réalisation renforcées, comme dans le cas des barrages. Il convient à cet égard de rappeler que nombre de barrages sont constitués de remblais en matériaux meubles, comme les digues. En tout état de cause, la solidité de ces derniers ouvrages et partant leur aptitude à tenir la charge hydraulique le jour où la crue ou la tempête se produit est une question importante que les bureaux d'étude agréés contribuent à régler, du moins en ce qui concerne les

nouveaux ouvrages ou les travaux lourds de réhabilitation d'ouvrages existants.

De la même façon, les gestes d'exploitation et de surveillance dont la période ou le formalisme est imposé aux digues par la réglementation en fonction de leur classe comme dans le cas des barrages contribuent à la détection précoce de toutes les dégradations susceptibles de mettre en péril la solidité des ouvrages : rapport d'exploitation, visites techniques approfondies, consignes de surveillance, consignes d'exploitation en période de crue, revue de sûreté.

Mais une approche très particulière et partielle de la sécurité des digues

Deux aspects du décret du 11 décembre 2007 soulèvent des questions, si on fait la comparaison des règles applicables aux barrages et aux digues.

En premier, les quatre classes A, B, C et D des digues, précisées aujourd'hui à l'article R.214-113 du code de l'environnement, méritent qu'on s'y attarde. S'il est délicat d'assimiler le volume d'eau susceptible d'être libéré brutalement par la digue à l'occasion de sa rupture (en un sens le réservoir pourrait être considéré comme de capacité illimitée) et le volume V d'eau de la retenue qui est libéré de façon incontrôlée et catastrophique en cas de rupture du barrage, on peut en revanche s'étonner du faible rôle que joue la hauteur H de la digue, mesurée verticalement entre le sommet de la digue et le terrain naturel du côté de la zone protégée à l'aplomb de ce sommet. L'article R214-113 différencie uniquement H par rapport au seuil de un mètre. Dit autrement, pour les digues, on ne tient pratiquement pas compte de la cinétique du phénomène hydraulique d'origine accidentel (la rupture de la digue) contre lequel on veut se prémunir, pour différencier les digues selon les 4 classes réglementaires.

En revanche, le critère de l'importance de la population résidant dans la zone protégée est prépondérant, alors qu'il n'est pas directement pris en compte dans le cas des barrages, du moins en ce qui concerne leur classement A, B, C ou D.

On considère donc qu'une digue est dangereuse dès lors qu'il y a beaucoup de monde dans la zone dite « protégée » (nous reviendrons plus loin sur cette notion fondamentale). Le danger n'est pas tant l'onde de submersion que provoquerait la rupture de la digue que le simple fait de la présence de nombreuses personnes derrière la digue pendant la crue, personnes qui seraient inondées après rupture de la digue faute d'évacuation préventive. Dit autrement, le danger n'est plus tant la digue que l'inondation même, en situation de crue, des zones inondables soi-disant protégées par la digue, associé au fait que cette inondation incontrôlée concerne un grand nombre de personnes. Bien évidemment, on ne se réfère pas, pour apprécier le danger, à quelques venues d'eau qui dégradent les biens et pénalisent l'économie mais à des submersions importantes (plus de un mètre d'eau) qui sont souvent accompagnées ou précédées de forts courants. C'est *de facto* une approche de la sécurité très différente de celle des barrages.

L'apport du décret du 11décembre 2007 pour les digues ne sera pas le même que pour les barrages. Pour ces derniers, on peut dire que la réglementation prévient, et c'est la question essentielle, tout relâchement incontrôlé et catastrophique de l'eau de la retenue. La probabilité de la catastrophe est de l'ordre de 10^{-5} par an. On pourrait comparer ce risque résiduel à celui d'un passager aérien qui a un risque de 10^{-9} de mourir dans un accident aérien par heure de vol.

Dans le cas des digues, il s'agit certes de limiter également le risque de casse à l'occasion d'une mise en charge hydraulique en période de crue. Mais si la réglementation s'applique également aux ouvrages (par le biais de leurs gestionnaires), on admet implicitement, dans le cas des digues, que le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 ne peut à lui seul garantir la sécurité de la population. En effet, la probabilité d'occurrence dans l'année de l'événement « la digue casse et l'eau de la rivière en crue se déverse dans la zone protégée » sera toujours beaucoup plus élevée, au moins d'un facteur 100, que la probabilité d'occurrence dans l'année de l'événement « l'eau d'une retenue se répand à l'aval d'un barrage suite à la rupture de ce dernier ». Si on raisonne en termes de risque pour la vie humaine et de destructions de biens, c'est-à-dire en tenant compte du fait que la rupture d'une digue fait (généralement) moins de dégâts que la rupture d'un barrage et non plus en probabilité d'événement, la comparaison est toujours en défaveur des digues. C'est pourquoi, il reste toujours nécessaire, pour assurer la sécurité des personnes en zone inondable, que des mesures complémentaires soient prises par les pouvoirs publics, comme l'évacuation préventive des populations.

Système d'endiguement, zone protégée par la digue : des notions essentielles introduites seulement par circulaire et insuffisamment précisées

Venons en maintenant au rôle spécifique que doit jouer l'étude de dangers (EDD) des digues. Si le plan de l'étude et son contenu type, imposés par l'arrêté du 12 juin 2008, ne diffèrent pas selon que l'étude concerne un barrage ou une digue, en pratique le contenu de l'étude « idéale », vue par l'administration, est très différent, ainsi qu'il ressort du guide de lecture qui est annexé à la circulaire du 16 avril 2010 et qui est dédié aux EDD des digues de protection contre les crues fluviales.

Le point très important que nous notons consiste en le fait qu'une digue, pour être sûre, doit nécessairement être constituée en un système d'endiguement, ce qui écarte d'emblée toute vision réductrice du type "digue = un ou plusieurs tronçons". En effet, aux termes du paragraphe 2 de la circulaire du 16 avril 2010, le terme « digue » désigne le système d'endiguement, globalement cohérent du point de vue hydraulique et de la protection effective des populations. Cette définition n'est pas nouvelle. Elle reprend les termes de la circulaire du 8 juillet 2008 (pour ne pas remonter à des sources plus anciennes) qui avait été publiée par l'administration pour accompagner l'application du décret 2007-1735 du 11 décembre 2007 aux ouvrages relevant de la loi sur l'eau.

La notion de « zone protégée » est naturellement associée au système d'endiguement par la circulaire du 16 avril 2010 et le guide en annexe. Sa définition précise trouve elle aussi son origine dans la circulaire du 8 juillet 2008. On y relève que la zone protégée est « la zone soustraite à l'inondation par la crue de projet de protection de l'ouvrage. » Cette expression est un peu jargonneuse mais signifie que le territoire protégé est celui derrière la digue s'étendant sous un plan horizontal positionné à la cote de la crête de la digue, moins une revanche de sécurité et interceptant une remontée naturelle du relief. Voir le croquis en coupe ci-après.

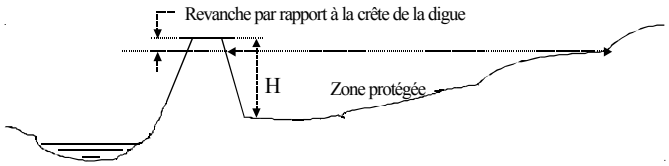


FIGURE 1 : DÉFINITION DE LA ZONE PROTÉGÉE PAR LA DIGUE, SELON LES CIRCULAIRES DE 2008 ET 2010

Nous noterons immédiatement que cette définition est adaptée à une digue nouvelle à construire mais qu'elle peut poser d'énormes difficultés pratiques dès qu'on cherche à l'appliquer, dans le cadre réglementaire, à une digue existante dont l'état est médiocre ou mal connu. Tout ouvrage existant risque en effet de se retrouver *ipso facto* non conforme et devoir faire l'objet, pour retrouver sa conformité réglementaire, de lourds travaux de réhabilitation qui ne sont peut-être pas nécessaires aux termes d'une analyse de type « coûts versus bénéfices » !

Par ailleurs, l'EDD prend en considération, comme potentiels de dangers, uniquement la rupture de l'ouvrage, le déversement sans rupture par dessus la crête de l'ouvrage ou encore le dysfonctionnement d'un organe de sécurité. Le simple contournement (comme fut contournée en son temps la célèbre "Ligne Maginot") n'est pas considéré. Dit autrement, le fait que la digue puisse ne pas assurer correctement la fonction qui lui est tacitement assignée (garder un territoire au sec pour une crue donnée) sans même besoin d'évoquer le cas de la rupture n'est pas pris en considération. Pourtant, c'est tout autant dangereux que le risque de rupture, surtout si on ne connaît pas la crue à partir de laquelle un tel dysfonctionnement va se produire, ni quelle partie de la zone théoriquement protégée va se retrouver noyée, ni sous combien de mètres d'eau !

On ne peut que regretter cette lacune de l'EDD digue, alors que par ailleurs elle accompagne, à juste titre, l'ingénieur dans ses démarches de conception, dans le but que la future digue soit suffisamment solide pour ne pas casser tant que le niveau de l'eau n'atteint pas sa crête, d'estimation de la rareté du phénomène (crue, phénomène marin etc.) qui provoquera une montée des eaux jusqu'à la crête, de recherche et d'évaluation des pathologies de toute nature susceptibles de dégrader la résistance des digues existantes etc.

On touche là à l'une deux limites essentielles de l'efficacité de la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007 en ce qui concerne les digues. C'est d'autant plus regrettable que, on l'a vu, le décret du 11 décembre 2007 doit être complété par des mesures de mise en sécurité. Or ces mesures seront imparfaitement préparées si le décret n'a traité que le risque de rupture des ouvrages.

L'autre limite réside dans le fait que la réglementation présuppose que les digues sont déjà organisées en systèmes d'endiguements gérés chacun par un gestionnaire unique. Ce n'est malheureusement pas vrai sur le terrain. De nombreuses digues sont en « multipropriété » (un propriétaire différent par tronçon) ou connaissent des situations totales ou partielles de déshérence, notamment faute de gestionnaires techniquement compétents ou disposant des moyens financiers nécessaires pour faire face aux obligations réglementaires.

Il est vrai que cette deuxième limite est plus d'ordre conjoncturel, c'est-à-dire liée à l'imperfection de l'actuelle gouvernance des digues, que technique.

Les apports de l'article L.562-8-1 du code de l'environ (dispositions issues de l'article 220 de la loi portant engagement national pour l'environnement du 12 juillet 2010)

Que dit la loi ?
Rappelons tout d'abord les termes de la loi, dont chacun est porteur de sens :

Les ouvrages construits en vue de prévenir les inondations et les submersions doivent satisfaire à des règles aptes à en assurer l'efficacité et la sûreté.

La responsabilité du gestionnaire de l'ouvrage ne peut être engagée à raison des dommages que l'ouvrage n'a pas permis de prévenir dès lors qu'il a été conçu, exploité et entretenu dans les règles de l'art et conformément aux obligations légales et réglementaires.

Un décret en Conseil d'Etat fixe les obligations de conception, d'entretien et d'exploitation auxquelles doivent répondre les ouvrages en fonction des enjeux concernés et des objectifs de protection visés. Il précise également le délai maximal au-delà duquel les ouvrages existants doivent être rendus conformes à ces obligations ou, à défaut, doivent être neutralisés.

Une fondation juridique des notions « d'efficacité des digues » et des « objectifs de protection »

En premier lieu, nous constatons que pour la première fois l'efficacité des ouvrages de prévention des inondations n'est plus dissociée de leur sûreté. Nous avons rappelé plus haut qu'une telle dissociation était pour le moins inefficace.

La loi introduit par ailleurs la notion d'objectif de protection, en écho, naturellement, de l'efficacité de la digue. Mais il s'agit bien d'un objectif à atteindre. Les circulaires antérieures, qui mentionnent le « niveau de protection » de la digue, visaient en réalité un simple moyen, que l'on pourrait qualifier de « passif » : quand l'eau s'approche du niveau de la crête de la digue, la digue ne casse pas (si on ne s'est pas trompé dans les hypothèses, si on a bien entretenu la digue, si un animal fouisseur n'a pas fait son terrier dans la digue la veille …).

Vers un encadrement juridique plus précis et adapté de la responsabilité du gestionnaire de digues

Pour atteindre l'objectif consistant à protéger tel territoire situé en zone inondable contre la crue fluviale dont la période de retour est de 50 ans, le gestionnaire de la digue aura le choix des moyens. Il devra démontrer, naturellement, que les moyens sont adaptés à l'objectif de protection assigné. C'est une approche qui fait beaucoup plus appel à la responsabilisation du gestionnaire.

N'y aurait-il pas là quelque paradoxe, alors que la loi visait non seulement à pérenniser et renforcer les digues existantes mais aussi à éviter que la responsabilité des gestionnaires de ces ouvrages soit indûment mise en cause devant les tribunaux administratifs au motif (simpliste) que les ouvrages ont cassé lors de l'inondation (et que l'eau a provoqué des dégâts) ?

Il n'en est rien. La contre-partie de la responsabilisation accrue du gestionnaire de digue existe et réside dans le fait qu'il conserve le choix de l'objectif de protection, dans le silence de la réglementation en ce domaine. Le décret d'application de l'article L.562-8-1, actuellement en cours d'élaboration, n'a pas prévu de fixer de contrainte. La décision de protéger ou non un territoire donné, et si oui jusqu'à quel niveau ?, est, en tant que telle, une décision à prendre localement, en opportunité.

Cela est particulièrement important dans le cas où le gestionnaire « prend le train en marche », c'est-à-dire est amené à reprendre en gestion des ouvrages anciens dont l'état initial n'est pas forcément optimum. Il se peut aussi que quelques tronçons de la digue soient inadaptés voire manquants ! Les performances de la digue vont « automatiquement » s'en ressentir et il est nécessaire que la réglementation puisse s'adapter, de façon pragmatique, à certaines situations non optimales.

Les objectifs d'efficacité et de sûreté prévus par la loi resteront satisfaits tant que les principes suivants seront respectés :

- connaître en permanence la performance réelle de la digue, en termes de territoire effectivement gardé au sec pour tel niveau de crue rare (exemple : protection de la partie basse de la commune X, identifiée par une carte à l'échelle adaptée, contre la crue centennale de la rivière Tartempion). Cela nécessite d'avoir défini dans le détail son mode de fonctionnement, en particulier son fonctionnement hydraulique ;
- avoir identifié les limites de la performance de la digue, qui marqueront notamment le moment où la digue se montrera simplement inefficace (des venues d'eau surviennent derrière la digue tout en restant cantonnées à un niveau qui n'est pas dangereux pour la vie humaine) ou dangereuse (des venues d'eau importantes se produisent derrière la digue). Ces limites pourront également revêtir les aspects suivants :
    - la digue ne peut pas protéger contre les eaux de ruissellement ni contre les phénomènes de remontées de nappes phréatiques,
    - la digue n'est pas prévue pour faire face à deux situations bien distinctes, c'est-à-dire sans corrélation évidente, qui par hasard se produiraient en même temps (par exemple la survenue concomitante d'une crue fluviale centennale et d'une tempête de type Xynthia, si on considère un système d'endiguement protégeant des populations côtières situées dans un territoire qui est également susceptible

d'être inondé à l'occasion d'une crue fluviale),
    - on sait par avance que la digue pourra nécessiter des travaux importants de réparation après le passage de la crue correspondant à son objectif de protection, car elle n'est pas en très bon état ou bien parce qu'elle est constituée de matériaux qui seront inévitablement dégradés après le passage de la crue[1] ;
- mettre en œuvre les moyens pour que la performance affichée ne régresse pas dans le temps.

Il en découlera que la responsabilité du gestionnaire de la digue sera limitée au respect des performances sur lesquelles il se sera engagé, quand bien même cela correspond à une ligne d'eau de la rivière en crue bien inférieure au sommet de la crête de la digue.

Bien entendu, l'outil privilégié du gestionnaire de digue pour démontrer les performances de la digue – vue plus que jamais comme un système d'endiguement cohérent et complet – est et restera l'étude de dangers (EDD), déjà exigée par le décret 2007-1735.

Nous noterons au passage que les études détaillées qui seront exigées du gestionnaire de digue en appui de l'EDD ne seront pas plus nombreuses ni plus complexes que celles qu'il doit produire aujourd'hui. On peut même estimer que sur bien des aspects, elles se simplifieront. Il peut en effet devenir illusoire, pour une digue existante donnée, d'étudier dans le détail tous les scénarios possibles et imaginables de rupture, liquéfaction, renversement etc. si la performance du système d'endiguement est toisée à un certain niveau en raison du risque de contournement par l'aval dès lorsque la crue dépasse un certain niveau.

Cette approche pragmatique n'interdit évidemment pas que la digue fasse l'objet de travaux de réhabilitation pour améliorer ses performances, surtout lorsque l'état moyen ou médiocre des ouvrages les rend fragiles. Le gestionnaire de la digue aura toujours intérêt à procéder à des travaux préventifs de rénovation s'il a la quasi-certitude que la digue sera largement endommagée après une sollicitation hydraulique, même si la fréquence de cette sollicitation est faible. Pour autant, dans l'attente de ces travaux, le gestionnaire de la digue pourra quand même bénéficier de la mesure de limitation de la responsabilité prévue par l'article L.562-8-1 si son exploitation est adaptée à l'état courant de la digue.

En outre, le gestionnaire de la digue aura toujours la liberté de solliciter une autorisation pour augmenter le niveau de protection. Cette demande sera instruite dans le cadre des procédures prévues par la loi sur l'eau (livre II du code de l'environnement). L'enquête publique associée à la procédure a le mérite de permettre au public intéressé de connaître les performances actuelles et futures de la digue et de s'assurer que les inconvénients potentiels liés au projet (risque d'aggravation des inondations en dehors de la zone protégée) ont été correctement pris en considération.

Venons-en au dernier aspect de l'article L.562-8-1 : la fixation d'un délai pour rendre les digues existantes conformes aux règles de sûreté et d'efficacité ou, au choix, pour neutraliser celles qui seraient demeurées non conformes.
La fixation dudit délai relève du pouvoir réglementaire et le décret est en cours d'élaboration, nous l'avons dit plus haut.

Pour autant, il convient de rappeler que le législateur n'avait pas pour but de raser des digues mais de faire en sorte que les digues utiles à la collectivité trouvent un cadre efficace, tant pour améliorer leurs performances que pour sécuriser au plan juridique l'activité de gestionnaire de digue.

Nous l'avons brièvement évoqué, l'existence d'un gestionnaire unique par système d'endiguement est une condition pratique nécessaire pour que ce système soit efficace et sûr. Or la situation des digues sur le terrain est loin d'être conforme à cette vision théorique.

Il faut donc que les acteurs les premiers intéressés au plan local par la pérennisation d'une digue tirent partie de cette échéance ultime, qui sera prochainement fixée par décret, pour organiser la gouvernance des ouvrages en système d'endiguement.

Cela passe par du « remembrement » des divers tronçons de la digue pour les placer sous la responsabilité d'un seul acteur, gestionnaire du système d'endiguement. Ce remembrement est facilité par la souplesse offerte par les procédures liées à la « loi sur l'eau » qui sont inscrites au livre II du code de l'environnement (une autorisation peut être facilement transférée). Il n'est pas nécessaire de recourir (mais ce n'est pas interdit non plus) à des outils juridiques plus lourds comme la déclaration de travaux d'intérêt général ou encore le recours aux procédures d'expropriation suite à déclaration d'utilité publique.

[1] Il est par ailleurs intéressant de faire l'analogie entre, d'une part, les ouvrages hydrauliques et, d'autre part, les avions. Une digue de protection contre les inondations doit être capable de remplir une mission ponctuelle (faire face à une crue rare) à l'instar d'un avion de chasse qui doit remplir une mission opérationnelle souvent complexe sur un terrain d'opération hostile. Dans les deux cas, lorsque la mission est achevée, la digue ou l'avion de chasse part en maintenance pour être prêt pour la mission suivante. *A contrario*, le barrage est à comparer à l'avion de ligne qui doit être opérationnel tous les jours, 365 jours par an (ou presque)

Ce remembrement peut donc être seulement fonctionnel et, de ce fait, ne pas nécessiter de coûteuses et complexes acquisitions foncières.

Une autre condition, pratique mais très importante, est que le gestionnaire retenu pour gérer le système d'endiguement ait les compétences techniques et les moyens financiers adéquats pour lui permettre de faire face aux obligations réglementaires. Même s'il ne lui est pas imposé d'investir immédiatement dans de lourds travaux de réhabilitation[2], le gestionnaire doit être en capacité de réaliser ou faire réaliser les études techniques démontrant les performances et le fonctionnement du système d'endiguement et doit être en capacité d'assumer les gestes périodiques d'exploitation (visites techniques approfondies, revues de sûreté, entretien courant etc.) A défaut de données précises, trop peu d'informations financières étant encore disponibles, on estime que pour un système d'endiguement d'une certaine ampleur, il faut prévoir un coût complet de l'ordre de 100 000 € par an et par kilomètre de digue gérée. S'agissant d'un coût complet, ce montant intègre une importante provision pour travaux de réhabilitation (80 000 €). Ces derniers peuvent intervenir par exemple en une fois tous les 20 ou 25 ans, pour reconstruire la digue, ou bien de façon plus répartie sur des intervalles de temps plus courts, sous la forme de travaux de grosses réparations.

C'est la raison pour laquelle, et cela fera partie de la conclusion de la présente communication, au delà de la mise en œuvre d'outils juridiques, le succès de l'amélioration de la gouvernance des digues et, partant, de leurs performances en termes de protection efficace et sûre des territoires, sera largement tributaire de l'implication des collectivités territoriales qui sont intéressées au résultat final.

Conclusion

Les nouvelles dispositions législatives ne sont pas réellement contraignantes. La pire « sanction » qui puisse arriver, si une digue devait un jour demeurer « non conforme » passée la future échéance « fatidique », serait la perte de son statut de « digue de protection » et le déclassement en « tas de terre indéterminé » ou quelque chose de ce genre. Verrait-on arriver les bulldozers pour araser ce tas de terre, tels Louis XIII faisant étêter les châteaux-forts médiévaux toujours menaçants dans leurs vieilles ruines ? On peut en douter, dans le cas des digues, sauf à ce qu'une dangerosité particulière soit explicitement mise en exergue. Après tout, un remblai qui s'efface à la première mise en charge hydraulique ne saurait guère être dangereux.

Il faut donc voir dans l'article L.562-8-1 un outil nouveau pour faciliter la concertation locale en vue de dégager des solutions consensuelles de gouvernance pour les digues réellement utiles, offrir un cadre sécurisé pour la gestion ultérieure de ces ouvrages et permettre des rénovations réalisées selon un rythme adapté aux possibilités de financement.

En tout état de cause, cette nouvelle législation et la réglementation qui en découlera ne sont pas par elles-mêmes porteuses de coûts. Seul serait à blâmer, en cette matière, l'état souvent jugé peu satisfaisant du parc d'ouvrages.

C'est la raison pour laquelle le législateur pourrait un jour compléter la législation pour généraliser les meilleures solutions locales de gouvernance des digues et offrir à ces dernières un financement dédié, créant ainsi un véritable service public local à l'instar, pour ne citer que celui-là, de la distribution de l'eau et de l'assainissement.

[2] Il convient à cet égard de rappeler qu'il existe ce jour, avec le plan « submersions rapides » et les Programmes d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI), des outils financiers pour aider les gestionnaires de digues à réaliser le premier investissement de réhabilitation lourde des digues d'importance significative.

Niveaux de protection, de sûreté et de danger pour les digues fluviales : définitions, conséquences et responsabilités

Protection, safety and danger levels for levees Definitions, consequences and responsibilities

Thibaut Mallet[1], Gérard Degoutte[2], Paul Royet[3]

[1]SYMADREM, 448 avenue Abbé Pierre, Route des Saintes Maries, 13200 Arles, thibaut.mallet@symadrem.fr
[2] Membre du comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques
[3] IRSTEA, 3275 route de Cézanne CS 40061, 13182 Aix-en-Provence, paul.royet@irstea.fr

Résumé

Niveau de protection, niveau de sûreté ou niveau de danger, sont des notions bien connues dans le monde des barrages, mais encore floues pour les digues. Pourtant, depuis le décret n°2007-1735 du 11/12/2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, elles sont devenues incontournables pour l'exploitant.
La communication se propose de préciser ces notions pour les digues fluviales, anciennes ou en projet, équipées ou non d'un déversoir. Le lien est également fait avec les recommandations professionnelles pour la justification de la stabilité de ces ouvrages et les méthodes probabilistes.
Le point de vue des habitants d'une zone protégée et les relations entre les différents gestionnaires d'un territoire, sont abordés. Sont également examinées les conséquences sur la gestion de crise au regard notamment de la loi du 13 août 2004 de modernisation de la sécurité civile, du code général des collectivités territoriales et du code de l'environnement ainsi que les conséquences sur l'urbanisme.
La prise en compte de ces notions dans la révision des statuts du SYMADREM, gestionnaire de la majeure partie des digues fluviales et maritimes du Delta du Rhône, et qui fait l'objet de plusieurs requêtes depuis la crue du Rhône de décembre 2003, est également traitée.

Abstract

Protection level, safety level, and danger level, are well-known concepts in the world of dams, but still fuzzy for levees. However, since Decree No. 2007-1735 of December 11th, 2007 relating to the safety of hydraulic structures, it has become essential for levees managers.
The paper aims to clarify these concepts for existing or future river levees, equipped or not with safety spillways. The link is made with professional guidelines for the justification of the stability of these structures and probabilistic methods.
The point of view of people in a protected area and the relationship between stakeholders are discussed. The implications for crisis management are examined with particular regard to the law of August 13th, 2004 on the modernization of civil security, the General Code of Local Authorities and the Environment Code. The consequences for urban planning are also analysed.
The taking into account of these concepts in the revision of the Statutes of SYMADREM, manager of major river levees and sea dike in the Rhone delta, which is the subject of several requests since the Rhone flood of December 2003, is also discussed.

Introduction

Dans le domaine des barrages, les notions de cote de protection, cote de sûreté et cote de danger ont été introduites par Royet & al. [1], reprises dans le corpus technique du CFBR [2], précisées dans le guide « déversoirs sur les digues fluviales » [3], avec une possible traduction réglementaire. Ces cotes sont illustrées Figure 1.

La cote de protection est une notion spécifique aux barrages écrêteurs de crues. Elle est définie comme la cote du déversoir à seuil libre qui joue le rôle d'organe de sécurité pour les fortes crues ; il s'agit d'une donnée intrinsèque à l'ouvrage que la note de calcul du barrage doit justifier en situation rare [2].

La cote de sûreté, ou cote des plus hautes eaux (PHE), correspond à une crue de projet (parfois appelée crue de sûreté). À cette cote, le calcul de stabilité de l'ouvrage doit se faire avec le jeu de coefficients partiels associé aux situations exceptionnelles [2]. Par ailleurs, à cette cote, le passage des crues ne doit pas endommager l'ouvrage ni ses divers composants.

La cote de danger est la cote au-delà de laquelle le barrage peut subir des dégâts majeurs pouvant rapidement le faire rompre. Pour un barrage en remblai cette dernière est le plus

souvent la cote de la crête. La stabilité intrinsèque du barrage pour cette cote est juste assurée avec les coefficients partiels associés aux situations extrêmes [2].

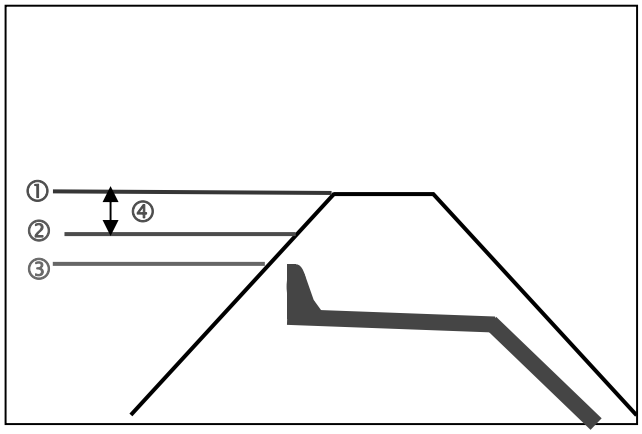


FIGURE 1: COTE DE DANGER ①, COTE DES PHE (OU COTE DE SÛRETÉ) ②, COTE DE PROTECTION ③ ET REVANCHE ④ D'UN BARRAGE ÉCRÊTEUR DE CRUE, EN TERRE.

Niveau de protection, de sûreté, de danger d'une digue fluviale

Pour transposer aux digues les notions développées ci-dessus pour les barrages, la plus grande difficulté est que les profils de la digue, des lignes d'eau et du déversoir ne sont pas horizontaux, ni même forcément parallèles [3]. Cela conduit en particulier à ne pas parler de cote, mais de « niveau » pour parler indifféremment de ligne d'eau, ou de débit.

Niveau de protection d'une digue avec déversoir
Si la digue est équipée d'un déversoir de sécurité ou d'un tronçon de digue résistant à la surverse, le niveau de protection de la digue est le niveau de la crête de cet ouvrage déversant. Ceci en supposant bien sûr que la digue résiste jusque-là. C'est le niveau au-delà duquel la zone n'est plus protégée par la digue. Les lieux initialement protégés par la digue sont peu à peu inondés par les eaux provenant du déversoir (en supposant qu'ils n'aient pas été inondés précédemment par un autre processus tel que remontée de nappe, ruissellement ou remous aval).

Niveau de sûreté d'une digue
C'est le niveau pour lequel la digue conserve une certaine marge de sécurité pour les différents mécanismes de rupture. Elle doit donc :

- disposer d'une certaine revanche par rapport à la ligne d'eau de la crue de danger ;
- assurer la stabilité mécanique du corps de digue avec des coefficients de sécurité correspondant aux situations exceptionnelles [2] ;
- présenter une sécurité vis-à-vis des mécanismes d'érosion interne ;
- assurer le fonctionnement sans endommagement du déversoir s'il existe et de ses composants.

Dans la pratique des barrages, la revanche doit permettre de faire face à l'effet des vagues pour éviter un passage trop fréquent de paquets d'eau sur la crête. Les vagues provoquées par le vent peuvent atteindre plusieurs décimètres si l'espace entre digues est important, surtout pour des tronçons rectilignes dans le sens du vent.

Dans le domaine des digues, elle doit également permettre de faire face aux incertitudes hydrologiques et hydrauliques, ainsi qu'aux incertitudes liées à la modélisation numérique[1].

Dans un système non sécurisé[2], la revanche doit également prendre en compte les marges de sécurité garantissant la stabilité mécanique et hydraulique de l'ouvrage correspondant aux situations exceptionnelles [2].

Pour une digue en projet, la crue de sûreté est choisie avec une certaine occurrence fixée par le gestionnaire ; la ligne d'eau correspondante est calculée ; puis la ligne d'eau de la crue de danger est déterminée pour respecter partout une certaine revanche ; cela donne le profil minima de la crête de la digue en terre [3].

Pour une digue existante, son profil étant connu, on inverse la méthode ; la ligne d'eau de la crue de danger est déterminée comme étant celle qui affleure au profil de la digue en terre (voir ci-après) ; la ligne d'eau de la crue de sûreté s'en déduit pour respecter partout la valeur de la revanche calculée ; on estime alors l'occurrence de la crue de sûreté et le maître d'ouvrage juge si cela est suffisant.

Depuis la publication du décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007, relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, le niveau de sûreté d'une digue dispose désormais d'une existence réglementaire. Ainsi les articles R.214-139 et R.214-142 du Code de l'environnement stipulent respectivement que pour les digues de classe A et B *« .... Le propriétaire ou l'exploitant effectue une revue de sûreté afin de dresser un constat du niveau de sûreté.... »*. Pour une digue existante c'est donc à l'issue de la revue de sûreté, que le niveau de sûreté est connu.

Pour une digue à conforter ou à créer, le niveau de sûreté est fixé par le gestionnaire dans le respect de la réglementation et des règles de l'art. C'est le niveau permettant de garantir l'absence de rupture. Il est alors demandé au maître d'œuvre d'apporter pour les situations de projet définies dans [2] une

[1] On notera que suivant la formule de propagation des incertitudes, l'incertitude générale correspondant à *n* incertitudes indépendantes est la somme quadratique des *n* incertitudes

[2] On appelle système sécurisé un ensemble où les digues sont construites ou confortées suivant les règles de l'art actuel.

conception et un dimensionnement justifiés pour l'ensemble des états-limites de rupture susceptibles de survenir pendant la vie de l'ouvrage.

Niveau de danger d'une digue avec déversoir

Dans un système sécurisé, le niveau de danger correspond à la crue qui affleure le sommet de la digue en terre. Dans un système ancien non sécurisé, le niveau de danger peut bien entendu être situé sous la crête de la digue (cas observé sur les digues de Camargue lors de la crue de décembre 2003). Si le profil en long de la digue comporte des irrégularités, c'est la crue qui affleure au moins un des points bas, ce qu'illustre la figure 3.

La ligne d'eau n'est pas forcément parallèle à la crête de digue, surtout en présence d'un déversoir.

L1 est la ligne d'eau pour un débit Q1 en l'absence de déversoir. En écoulement fluvial, cas général, et en présence d'un déversoir, pour le même débit amont Q2=Q1, la ligne d'eau L2 est plus basse que L1 à l'aval et à l'amont du déversoir (Figure 2). Mais très à l'amont du déversoir, la ligne d'eau n'est plus abaissée. Donc, dans ce secteur la crue de danger est inchangée : Q2=Q1. Par contre, du point de vue de l'aval, L2 conserve une revanche. Il faudrait en amont un débit Q3 > Q1 pour que la ligne d'eau L3 atteigne la crête de digue. Du point de vue de l'aval, la crue de danger est donc Q3 > Q1.

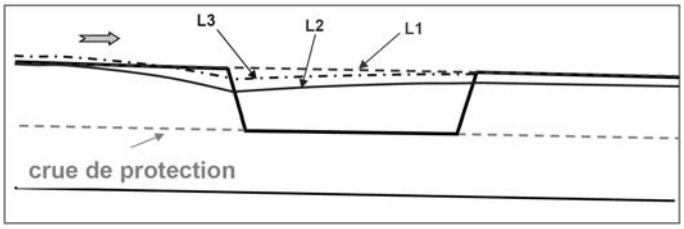


FIGURE 2 : LIGNES D'EAU EN PRÉSENCE D'UN DÉVERSOIR. : L1 LIGNE D'EAU DE LA CRUE DE DANGER ; L2 LIGNE D'EAU DE LA CRUE DE SÛRETÉ QUI CONSERVE UNE REVANCHE PAR RAPPORT À LA CRÊTE.

Cas d'une digue sans déversoir

La crue de danger (Q1) occasionne une ligne d'eau (L1) qui affleure les points bas du profil en long de la crête (Cf. Figure 3). Toujours en supposant que la digue est structurellement sûre jusque-là. Par convention, la crue de protection est confondue dans ce cas avec la crue de sûreté. La ligne d'eau correspondante laisse donc une revanche sous la crête. Cette situation est inconfortable car la crue de protection n'est pas visualisable et rien ne permet d'alerter de son dépassement. La crue de danger n'est donc qu'une crue de protection apparente.

L'avantage de cette convention est que dans les deux cas, on a bien l'ordre suivant :

$$\textit{crue de protection} \leq \textit{crue de sûreté} < \textit{crue de danger}$$

Comparé à une digue sans déversoir, la présence d'un déversoir abaisse évidemment la crue de protection. Mais elle entraîne un écart -bénéfique- entre les crues de protection et de sûreté.

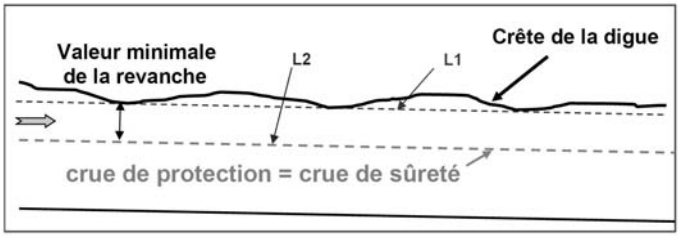


FIGURE 3: LIGNES D'EAU POUR LES CRUES DE DANGER ET DE SÛRETÉ EN L'ABSENCE DE DÉVERSOIR.

Probabilité de rupture et niveaux de sûreté et de danger d'une digue

L'approche probabiliste est peu pratiquée en France. Elle tend à se développer depuis la publication du décret susvisé. Dans la pratique anglo-saxonne, des courbes de fragilité établissant l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des niveaux d'eau sont fréquemment utilisées.

La figure 4 ci-dessous [5] illustre sur un exemple l'évolution de la probabilité de rupture en fonction de la hauteur de charge. On notera que pour la crue de dimensionnement ou crue de sûreté, la probabilité de rupture associée est de 10 % et que pour la crue de danger, cette probabilité est de 50 %.

Dans le guide « Déversoirs sur digues fluviales » [3], la probabilité de rupture associée au niveau de sûreté présentée à titre indicatif est plus faible, de l'ordre de 1%, ce qui nous paraît constituer un objectif souhaitable. au moins pour les digues nouvelles ou les confortements. Pour le niveau de danger, le guide affiche un ordre de grandeur de 50 %.

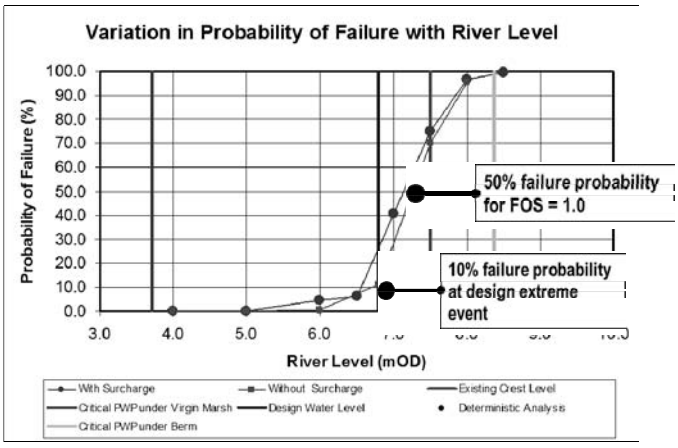


FIGURE 4: COURBE DE FRAGILITÉ – ILH DRESDEN WORKSHOP – MAI 2011 – PRÉSENTATION DE J. SIMM.

Niveau de protection et de sécurité des personnes

Les termes « sûreté » et « sécurité » sont souvent utilisés de manière synonyme dans le langage courant, ainsi que dans plusieurs textes de portée réglementaire. Cependant, même si ce n'est pas l'usage consacré, ou pas encore, nous proposons de privilégier les expressions « sûreté d'un ouvrage» et « sécurité des personnes ». C'est l'option prise dans la suite du texte.

Niveau de protection des personnes

On peut considérer que le niveau de protection d'une personne résidant dans une zone protégée correspond à sa situation à « pieds secs » ; tant que sa résidence ou ses voiries ne sont pas inondées, son niveau de protection n'est pas atteint. Elle peut se considérer protégée.

Niveau de sécurité des personnes

Le niveau de sécurité des personnes peut être défini comme le niveau à partir duquel une personne résidant dans une zone protégée se trouve en situation de danger.

Les différentes recommandations en matière d'élaboration de plans de prévention du risque inondation (PPRI) donnent certains critères permettant d'apprécier l'aléa en zone inondable.

Le seuil de déplacement d'une personne en fonction de la hauteur d'eau et de la vitesse des écoulements (Cf. figure 5) semble être un critère pertinent permettant de définir le niveau de sécurité des personnes tout en restant cohérent avec la doctrine de l'État en matière de PPRI.

D'autres grilles d'aléa (Cf. tableaux 1 et 2) extraites de [4] pour les crues rapides et crues lentes peuvent permettre d'apprécier le niveau de sûreté des personnes ; l'atteinte du niveau de sûreté correspondant au passage en aléa fort.

TABLEAU 1: ALÉA POUR UNE CRUE RAPIDE EN FONCTION DE LA HAUTEUR ET DE LA VITESSE [4]

Grille à deux paramètres Zones de confluences		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Fort	Fort	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

TABLEAU 2 : ALÉA POUR UNE CRUE LENTE EN FONCTION DE LA HAUTEUR ET DE LA VITESSE [4]

Grille à deux paramètres (règle générale)		Vitesse d'écoulement		
		Faible (< 0.2 m/s) (stockage)	Moyenne (écoulement)	Forte (> 0.5 m/s) (grand écoulement)
Hauteur de submersion	H < 0.50 m	Modéré	Modéré	Fort
	0.50 m < H < 1 m	Modéré	Modéré	Fort
	H > 1 m	Fort	Fort	Fort

En retenant ces définitions, dans tous les cas :

Niveau de protection des personnes < niveau de sécurité des personnes.

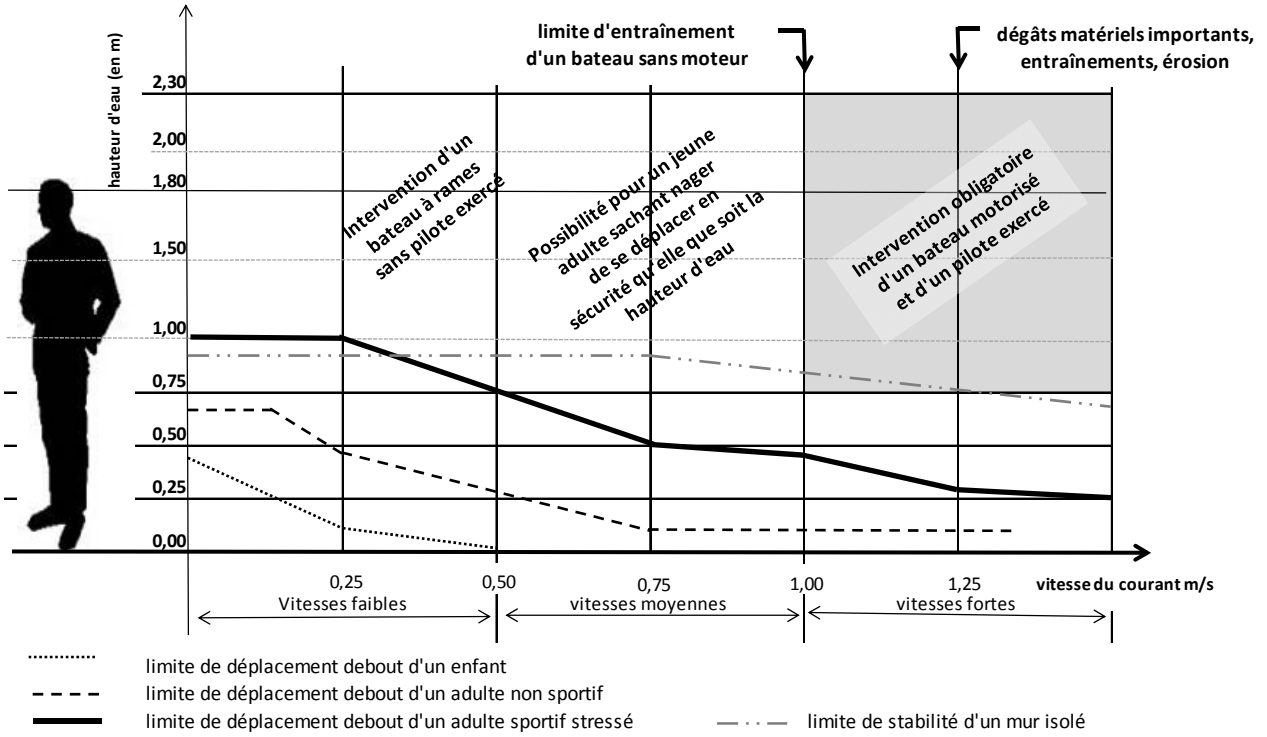


FIGURE 5: SEUIL DE DÉPLACEMENT DES PERSONNES EN FONCTION DE LA HAUTEUR D'EAU ET DE LA VITESSE DES ÉCOULEMENTS (©CETE MÉDITERRANÉE ET GUIDE SUR LES PPR [7])

Considérations sur les niveaux de protection et de sécurité des personnes et niveaux de protection et sûreté d'une digue

Considérons maintenant une digue, avec ou sans déversoir, et sa zone protégée.

Cas d'une digue où niveau de la crue < niveau de protection de la digue

Soit une crue dont le niveau est inférieur au niveau de la protection de la digue. Qu'il y ait ou non un déversoir, on considère que la crue est contenue dans le lit endigué et qu'aucune entrée d'eau n'est possible.

Dans la zone protégée, certains secteurs peuvent cependant être inondés, soit par remontée de nappe, soit par débordements d'autres cours d'eau soit par accumulation du ruissellement pluvial. Cette situation fut vécue par une partie des habitants du Cailar (Gard) en septembre 2005, lors de la crue centennale du Vistre (figure 6). La digue protégeant la commune assurait pleinement sa fonction, quand certains quartiers étaient inondés par ruissellement sous plusieurs décimètres d'eau (figure 7).
Mais d'autres secteurs peuvent être hors d'eau. C'est pourquoi suivant l'endroit où l'on se situe dans la zone protégée, on peut avoir les situations suivantes :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

Cas d'une digue avec déversoir où niveau de crue > niveau de protection de la digue mais < niveau de sûreté de la digue

Si la digue possède un déversoir, et si elle est en bon état, la cote de sûreté de la digue est supérieure à la cote de protection. Suivant la surface de la zone protégée, la dynamique de la crue et la topographie de la plaine, le déversoir, tout en fonctionnant normalement, peut mettre en danger des personnes qui n'auraient pas été mises en sécurité. *A contrario*, d'autres secteurs de la zone protégée peuvent être hors d'eau. On peut donc avoir :

niveau de protection des personnes < ou > niveau de protection de la digue

niveau de sécurité des personnes ≤ niveau de sûreté de la digue

La figure 8 illustre la propagation d'une crue déversante dans la plaine de Beaucaire après implantation d'une digue résistante à la surverse (projet de renforcement de la digue de Beaucaire à Fourques).

A l'exception du pied de digue, les écoulements sont lents (<0,5 m/s), c'est donc la hauteur d'eau qui détermine le niveau de sûreté des personnes. En retenant 1 m pour caractériser la sûreté des personnes, on peut conclure, qu'en excluant les phénomènes lents de type remontée de nappe, ruissellement local, débordement de canaux :

- le niveau de protection des personnes n'est pas atteint (zone hors d'eau) pour 75 % de la plaine ;
- le niveau de protection des personnes est dépassé sans mise en danger pour 15 % de la plaine ;
- mais le niveau de sécurité des personnes est dépassé pour 10 % de la plaine.

Cas d'une digue où niveau de la crue > niveau de sûreté de la digue

On rappelle que pour une digue sans déversoir, les niveaux de protection et de sûreté de la digue sont confondus. Lorsque le niveau de la crue dépasse le niveau de sûreté de la digue, la revanche entre la cote de danger et la cote de sûreté est consommée, ainsi que les marges de sécurité pour la stabilité de la digue. On est au-delà de la crue de projet ou de dimensionnement ; la probabilité d'avoir des brèches augmente sensiblement (Cf. figure 4) et doit être prise en considération pour estimer les niveaux de protection et de sécurité des personnes. Les personnes sont menacées au moment même où la sûreté de la digue n'est plus assurée et l'on a donc :

Niveau de sécurité des personnes = niveau de sûreté de la digue

Dans le cas particulier des grandes zones protégées comme la Camargue, suivant l'hydrogramme de brèches, les personnes résidant en extrémité de zone protégée peuvent être hors de danger pendant un temps assez long (2 à 3 jours en Camargue Gardoise en décembre 2003), ce qui permet de les mettre en sécurité après formation de la brèche, mais ce cas est peu courant et doit être appliqué avec précaution.

Bilan

On voit donc que sûreté de l'ouvrage et sécurité des personnes sont deux notions indissociables mais à ne surtout pas confondre :

- un ouvrage peut provoquer des victimes sans rompre ;
- *a contrario*, un ouvrage peut rompre sans victimes.

Les personnes peuvent être menacées par :

- la rupture de l'ouvrage (typiquement une brèche dans une digue en terre suite à érosion interne ou surverse) ; une onde de crue se libère alors brutalement ;
- un dysfonctionnement de l'ouvrage ou lié à lui (par exemple déversoir mobile s'effaçant brusquement) ;
- un dépassement de l'ouvrage qui reste intègre : c'est alors l'eau par-dessus la digue qui provoque des dégâts : l'ouvrage n'en est pas responsable, mais un phénomène naturel ;
- des aléas extérieurs à la crue (remontée de nappe, ruissellement pluvial, débordement d'autres cours d'eau traversant la zone protégée).

La Camargue Gardoise, dans le delta du Rhône, illustre bien cette complexité. Elle est la zone protégée, à la fois du Vistre, du Vidourle, du Rhône et de la Mer, dont la gestion dépend de quatre exploitants. Dans ces conditions, il apparaît très risqué pour l'un d'eux de garantir un niveau de protection ou un niveau de sécurité des personnes résidant dans une zone protégée.
Au total, on constate que le niveau de sécurité des personnes est le même que celui de sûreté de l'ouvrage dans le cas fréquent des digues non résistantes à la surverse et sans déversoir. Sinon, il est inférieur ou égal. Finalement, on a toujours :

$$\textit{Niveau de sécurité des personnes} \leq \textit{niveau de sûreté de la digue}$$

S'il y a une différence entre ces deux niveaux, c'est tant mieux, car le risque avec rupture est forcément plus grave que sans rupture. La différence entre ces deux niveaux exprimés en ligne d'eau est très souvent faible. En effet, les creux des déversoirs sont plutôt de quelques décimètres. De ce fait, le niveau de sûreté ne dépasse que, par exemple, de 20 à 80 cm le niveau de protection. Les deux niveaux de sécurité des personnes et de sûreté de la digue résultent de calculs ou d'appréciations avec des marges d'erreur, et le concepteur sera souvent conduit à retenir des valeurs identiques, ce qui n'est d'ailleurs pas gênant.

Le tableau 3 ci-dessous résume les caractéristiques des trois niveaux à considérer pour les ouvrages de protection, que le système ait ou non un déversoir, qu'il soit ou non sécurisé.
On rappelle que la notion de système sécurisé doit se comprendre comme un système construit suivant les règles de l'art actuel. En effet, le parc français des digues de protection est essentiellement ancien. Les digues les plus anciennes n'ont pas été compactées ou l'ont été avec des dames d'une quinzaine de kg seulement sans prise en compte le plus souvent de la teneur en eau optimale qui n'a été connue qu'après les travaux de Ralph Proctor (1933). Dès lors tout système ancien est par définition non sécurisé.

Ajoutons que le cas « avec déversoir et non sécurisé » ne devrait pas concerner un déversoir récemment intégré dans une digue préexistante car sa mise en sécurité est un préalable évident.

TABLEAU 3: NIVEAUX DE PROTECTION, SÛRETÉ ET DANGER D'UN OUVRAGE (SYSTÈME SÉCURISÉ OU NON, AVEC/SANS DÉVERSOIR)

Type de système	Niveau de protection	Niveau de sûreté	Niveau de danger
Avec déversoir et sécurisé	= cote déversoir	> cote déversoir < crête de l'ouvrage	= cote crête de l'ouvrage
Avec déversoir et non sécurisé	< cote déversoir	= niveau de protection	
Sans déversoir et sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	= cote crête de l'ouvrage
Sans déversoir et non sécurisé	= niveau de sûreté	= niveau de protection	< cote crête de l'ouvrage

Conséquences sur la gestion de crise

La gestion de crise « inondations » et la gestion des ouvrages de protection en périodes de crues sont réglementées par plusieurs textes législatifs et réglementaires et plus particulièrement :

- la loi n°2004-811 du 13 août 2004 de modernisation de la sécurité civile et ses décrets d'application. Cette loi prescrit des obligations aux maires (Plans communaux de Sauvegarde) et aux Préfets (Plans d'Organisation des SECours, de zones). Elle créé les réserves de sécurité civile. Elle prévoit que *« toute personne publique ou privée concourant à la protection générale des populations,… est en mesure d'assurer en permanence les missions qui lui sont dévolues, … prépare sa propre organisation de gestion de l'évènement… ».*
- le décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, qui exige des gestionnaires l'élaboration *« des consignes écrites dans lesquelles sont fixées les instructions de surveillance de l'ouvrage en toutes circonstances ainsi que celles concernant son exploitation en période de crue… ».*
- l'article L.2212-2 du Code Général des Collectivités Territoriales, qui stipule que *« la police municipale a pour objet d'assurer le bon ordre, la sûreté, la sécurité et la salubrité publiques. Elle comprend notamment….soin de prévenir, par des précautions convenables, et de faire cesser, par la distribution des secours nécessaires…les inondations, les ruptures de digues…….de pourvoir d'urgence à toutes les mesures d'assistance et de secours et, s'il y a lieu, de provoquer l'intervention de l'administration supérieure »* ;

La répartition des compétences, lors d'une crue, entre communes, préfectures et gestionnaires nécessite que le rôle de chacun soit parfaitement explicité, afin qu'il n'y ait aucun doute sur les tâches et la responsabilité des différents acteurs. Dans le contexte actuel :

- la prévision de crues de certains cours d'eau importants incombe au Préfet au travers des services de prévision ;
- la surveillance de l'ouvrage et les interventions d'urgence incombent aux gestionnaires, mais la commune et l'État ne peuvent pas être complètement

absents de ce dispositif, compte tenu des textes cités supra ;

- la mise en sécurité des personnes et l'organisation des secours relèvent des Maires et des Préfets.

Dans ces conditions, la connaissance précise des niveaux de protection et de sûreté des ouvrages et des personnes devient un élément déterminant de la gestion de crise.

Dans un système avec déversoir, on rappelle que le déversement débute dès dépassement du niveau de protection et que la probabilité de rupture augmente sensiblement dès dépassement du niveau de sûreté. Dans un système sans déversoir, les niveaux de protection et de sûreté sont confondus. Le système est particulièrement instable en crise car l'inondation n'a lieu que par rupture d'ouvrage, ce qui a un caractère aléatoire aussi bien dans l'espace que dans le temps. La gestion de crise est délicate dans ce cas, mais c'est le cas le plus courant compte tenu de l'état du parc des digues.

Les autres paramètres à considérer pour la gestion de crise sont :

- le délai de mise en sécurité des personnes (responsabilité du maire) ;
- la célérité de l'onde de crue du cours d'eau ; elle dicte le délai disponible pour disposer d'une prévision relativement fiable ; ce délai permet de décider du moment de mise en sécurité totale ou partielle de la zone protégée ;
- le gradient de montée de la crue dans le lit endigué jusqu'à l'atteinte du niveau de protection de l'ouvrage, qui va conditionner le délai d'anticipation pour prendre des dispositions tant qu'on est « au sec », à savoir tant que le niveau de protection des personnes n'est pas atteint ;
- le gradient de montée de la crue entre le niveau de protection et le niveau de sûreté de l'ouvrage ; il donne le délai dont on dispose avant la survenue d'une possible crise plus forte (brèche) ; ces deux gradients peuvent être souvent confondus. Ils doivent être connus et appréhendés par le gestionnaire d'ouvrage au travers notamment des études de dangers ;
- la vitesse des crues déversantes ou leur temps de propagation dans la zone protégée (à prendre en compte dès le dépassement du niveau de protection de la zone) ou celle des ondes de rupture (à prendre en compte, dès le dépassement du niveau de sûreté de l'ouvrage). Ce paramètre fondamental permet de connaître le délai entre les entrées d'eau provenant de l'ouvrage (rupture ou déversement) et l'inondation d'un point donné. Sa connaissance relève du gestionnaire au travers de l'étude de dangers pour ce qui concerne l'aléa induit par son ouvrage ;
- la connaissance du zonage des Plans de Prévention du Risque Inondations, qui relèvent de la responsabilité de l'État.



Figure 6: Le Cailar 2005 – coté fleuve (©ISL)



Figure 7: Le Cailar. 2005 – coté protégé (©ISL)

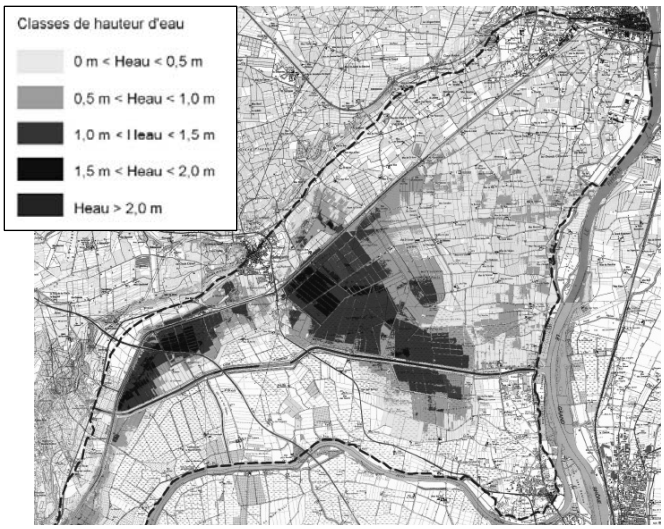


Figure 8: Plaine de Beaucaire (30) – modélisation d'une crue déversante inférieure à la crue de sûreté [6]

Au bilan, des considérations spécifiques à la zone protégée et de celles relatives aux crues à redouter, il peut s'avérer pertinent de définir une chronologie des zones devant faire

l'objet de mesures de mise en sécurité des personnes, de ce type :

- zone A : celle où l'on doit mettre en sécurité les personnes avant les premiers déversements ; cette zone n'a un sens que s'il y a un déversoir de sécurité ; c'est par exemple la zone atteinte par la crue en moins de 3 h après début du fonctionnement du déversoir ;
- zone B : celle où l'on met les personnes en sécurité une fois que les déversements commencent et avant atteinte du niveau de sûreté ;
- zone C : celle où l'on met les personnes en sécurité une fois le niveau de sûreté atteint.

La délimitation de ces zones, qui relève *in fine* de la responsabilité du Maire dans le cadre de son Plan Communal de Sauvegarde doit être, à notre sens, le résultat d'un processus long d'échanges entre le Maire, le gestionnaire, la protection civile, les services de contrôle et les services départementaux d'incendie et de secours. Elle peut s'appuyer sur un modèle hydraulique 2D, sur lequel on aura pris des marges de sécurité. L'apport d'un modèle 2D est précieux pour apprécier l'étendue des zones menacées, l'ordre dans lequel elles sont sollicitées ; il est indispensable pour apprécier les directions d'écoulement et les possibilités de déplacement au sein de la zone, et surtout vers les coteaux hors d'eau.

Par ailleurs, le découpage en plusieurs zones n'a de sens que si l'on dispose d'un délai minimal pour passer d'une zone à la suivante. *A contrario*, le découpage ne présente pas grand intérêt pour une zone protégée très petite ou pour une zone protégée très plate qui se remplit comme une cuvette. C'est par exemple ce qui a été prévu lors des projets de déversoir d'Aramon en 2003 et de Comps en 2006, pour les crues rapides du Gardon, d'autant que les zones protégées sont petites. Mais au contraire, le découpage peut être d'avantage subdivisé, si la zone est très grande et ouverte à l'aval (cas des figures précédentes). Pour le cas des grandes zones protégées ou le temps de propagation des ondes de rupture se compte en jours, comme en Camargue, une zone D où l'on met les personnes en sécurité une fois la brèche formée peut être envisagée.

On notera que dans les systèmes sans déversoir, la distinction entre les zones A, B et C n'a pas de sens.

Conséquences de la prise en compte des niveaux de sûreté dans le plan de gestion des ouvrages du SYMADREM.

Le SYMADREM a mis en place depuis 1994 un plan de gestion des ouvrages en périodes de crues (PGOPC) [8] qui prévoit un dispositif gradué de surveillance linéaire et d'intervention d'urgence reposant sur la mise à disposition par les communes riveraines du Rhône d'agents communaux et de citoyens volontaires intervenant sous l'autorité fonctionnelle du SYMADREM (l'autorité hiérarchique relevant des Maires des communes).

Ce PGOPC prévoit différents états de vigilance et de mobilisation en fonction du débit du Rhône à Beaucaire, dont le dépassement du niveau de sûreté de la digue (et du niveau de protection de la zone puisque ces digues ne disposent pas encore de déversoirs de sécurité). Considérant qu'à ce stade, la digue ne satisfait plus aux exigences de sécurité et que les agents des équipes de surveillance ne sont pas des professionnels du risque, le PGOPC prévoit leur évacuation. En parallèle, le dépassement du niveau de sûreté de l'ouvrage fait l'objet d'une information aux Maires des communes pour la mise en sécurité des personnes ainsi qu'au Préfet.

Au-delà du niveau de sûreté, la surveillance sur le terrain se limite à la vigilance des gardes digues. Des moyens héliportés sont demandés par le SYMADREM à l'état-major Inter Zones de défense (EMIZ) afin d'examiner les tronçons d'ouvrages pour lesquels la surveillance linéaire a été interrompue.

Une proposition de zonage du territoire sera également proposée par le SYMADREM à l'ensemble des acteurs de crise à l'issue des études de dangers.

Conséquences sur l'urbanisme

La doctrine de l'État en matière de prévention du risque inondations peut se résumer en deux impératifs :

- la non - augmentation des enjeux exposés ;
- la préservation des champs d'expansion des crues.

Elle se traduit par l'interdiction de créer de nouvelles zones urbanisées en secteur inondable. Si les travaux de sécurisation des digues sont encouragés et soutenus financièrement par l'État au travers du Plan de Submersion Rapide (PSR) ou des plans Grands Fleuves, ils ne donnent pas lieu à urbanisation nouvelle dans les zones aujourd'hui non urbanisées.

Les niveaux de sûreté et des niveaux de protection sont pris en compte en matière d'urbanisme au sein du processus de qualification des digues résistantes à la crue de référence, introduit notamment par la doctrine Rhône en matière d'élaboration de plan de prévention du risque inondations [4]. Ce processus, qui n'est aujourd'hui pas réglementaire, permet un traitement spécifique du droit à construire dans les zones déjà urbanisées. Il engage la co-responsabilité de l'État, de la commune et du gestionnaire de l'ouvrage.

Les points sur lesquels la qualification des digues assouplit les contraintes d'urbanisation sont :

- la largeur de la bande de sécurité, qui peut être réduite jusqu'à 100 mètres (mais en aucun cas supprimée) ;
- les constructions, dans les espaces urbanisés, qui peuvent être admises sur toute la zone sécurisée par les digues résistantes à la crue de référence (hors zone de risques pour la sécurité des personnes), alors qu'en l'absence de qualification elles ne pouvaient l'être (éventuellement) que dans les zones d'aléa modéré ou les centres urbains denses ;
- la rupture, qui n'est plus prise en compte dans la définition de l'aléa (seuls les déversements sont pris en compte).

L'objectif de la qualification est ambitieux et vise suivant les termes de la doctrine Rhône à un haut niveau de sûreté, qui se traduit par :

- l'absence d'inondation jusqu'à la crue de référence (crue centennale ou plus forte crue connue si supérieure) ; l'objectif étant la maîtrise absolue des risques d'inondation sur les espaces protégés ;
- la gestion d'une crue exceptionnelle (crue millénale) débordante, supérieure à la crue de référence ; l'objectif étant d'éviter la ruine de l'ouvrage, de maîtriser le cheminement des eaux, d'assurer la sécurité des personnes et de réduire les dommages potentiels par des mesures de réduction de la vulnérabilité, par l'alerte et la gestion des crises.

Si la condition de non rupture pour la crue millénale n'est pas sujette à interprétation, on notera que la doctrine Rhône évoque parfois l'absence d'inondation jusqu'à la crue de référence, parfois l'absence de déversement sur l'ouvrage jusqu'à la crue de référence. Dans le premier cas, l'objectif vise le niveau de protection des personnes. Dans le second cas, ce serait le niveau de protection de l'ouvrage, qui conditionnerait la qualification. Interrogé par le SYMADREM le Préfet coordonnateur de bassin a confirmé que l'objectif de protection concernait un territoire et que l'absence d'inondation jusqu'à la crue de référence était bien la première condition pour obtenir la qualification.

Conséquences sur les missions et la responsabilité des gestionnaires

Conformément à ses statuts, les missions du SYMADREM consistent, sur son périmètres de compétences, en :

- l'exploitation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône et contre les incursions marines ;
- la maîtrise d'ouvrage des études et travaux.

Suite à la crue de décembre 2003, le SYMADREM a fait l'objet de plusieurs requêtes, dont trois le visant directement. Toutes portent sur le défaut d'entretien normal.

Sans préjuger des arrêts qui seront pris, il est apparu que les notions de niveaux de protection et de sûreté de l'ouvrage permettant d'introduire des limites aux ouvrages étaient primordiales. On ne peut en effet être tenu responsable que de ce pourquoi on s'est engagé.

Dès lors, le SYMADREM étudie la possibilité de réviser ses statuts en introduisant ces deux notions sous la forme d'objectifs de protection et de sécurité, à savoir :

- l'absence de déversement sur les ouvrages jusqu'au niveau de protection défini sur les profils en long joints au statut
- l'absence de rupture des ouvrages jusqu'au niveau de sûreté définie sur les profils en long joint au statut

Cette rédaction en cours d'ajustement ne permettra pas d'exonérer le SYMADREM de toute responsabilité, mais permettra un affichage du risque auprès des riverains du Rhône.

Par ailleurs, le terme d'« inondation » trop général et sujet à interprétation sera également retiré des statuts.

Références

[1] Royet P., Degoutte G., Peyras L., Lavabre J. et Lemperrière F. (2009). *Cotes et crues de protection, de sûreté et danger de rupture.* Colloque CFBR-SHF « Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues ».

[2] CFBR (2010). *Recommandations la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai. Recommandations provisoires* 114p.

[3] Degoutte G. coord. (2012). *Les déversoirs sur digues fluviales.* Editions Quae, 183p.

[4] DREAL Rhône Alpes (2006). *Les Plans de prévention des risques inondations du fleuve Rhône et de ses Affluents à crue lente*. Doctrine commune.

[5] Simm J. HR Wallingford (2011). International Levee Handbook Dresden Workshop

[6] SYMADREM (2010). *Étude de renforcement de la digue entre Beaucaire et Fourques* – ISL

[7] Guide Plans de prévention des risques naturels (2004). Les risques d'inondation- le ruissellement péri-urbain – note complémentaire. MEDDE-DGPR

[8] SYMADREM (2012) – Plan de Gestion des Ouvrages en Périodes de Crues (PGOPC).version 12

Digues torrentielles de l'Ariège et décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007

Torrential dikes of Ariège and decree no 2007-1735 of 11 December 2007

D. Morellato[1], O. Jullin[2]

[1] DREAL Midi-Pyrénées, Toulouse, david.morellato@developpement-durable.gouv.fr

[2] DDT Ariège, Foix, olivier.jullin@ariege.gouv.fr

Résumé

Le département de l'Ariège présente la particularité de posséder des digues de protection contre les crues torrentielles appartenant à des petites communes de moins de 200 habitants aux moyens humains et financiers très limités. La plupart de ces digues ont été construites au début du XX° siècle par le génie militaire ou le service de restauration des terrains en montagne (SRTM) à la suite de crues majeures, voire catastrophiques pour certaines (la crue de 1875 a fait 81 morts dans le village de Verdun en haute Ariège). Moins d'un an après la parution du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques, les digues torrentielles de plusieurs petites communes de l'Ariège ont été recensées et classées en catégorie C.

Quatre ans après, le service de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques de la DREAL Midi-Pyrénées et le service de la police de l'Eau de la DDT de l'Ariège proposent dans cette intervention un retour d'expérience de l'activité de recensement et de classement d'une part et de contrôle d'autre part.

Ce retour d'expérience présente (1) la typologie des ouvrages et les systèmes d'endiguements concernés, (2) l'état d'avancement par rapport aux dispositions du décret du 11 décembre 2007 (dossier d'ouvrage, consignes, moyens de surveillance mis en place, visites techniques approfondies, …) et (3) les difficultés des propriétaires/ gestionnaires à mettre en œuvre des actions permettant d'assurer ou de renforcer le suivi de l'ouvrage et la sécurité des zones protégées (difficultés identifiées lors des premiers diagnostics et des premières inspections effectuées par le service de contrôle : entretien et surveillance (végétation...), organisation de crise, qualification de la crue de protection et de la crue de sûreté, prise en compte des ouvrages de sédimentation participant au système d'endiguement, difficultés reportées sur les études de dangers...).

Abstract: Torrential dikes and legislation

The French department of Ariège has many dikes of protection against torrential floods belonging to small municipalities (less than 200 peoples) with little resources (human and financial) . Most of these dikes were built in the beginning of XXth century by the military engineering or the moutain land restoration service (SRTM) after catastrophic floods (In 1875, 81 peoples were killed during floods in the town of Verdun in upper Ariège). Less than one year after the publication of the decree of December 11th, 2007 concerning the safety of the hydraulic works, the torrential dikes of several small municipalities of the French department of Ariège were listed and classified in the C category.

Four years later, the hydraulic safety authority of the DREAL Midi-Pyrénées and the water authority of the DDT of the Ariège propose in this intervention a feedback of their activities : inventory, classification and control.

This feedback presents (1) the works typology and concerned dike systems, (2) the state of progress with the decree of December 11th, 2007 (bibliography, instructions, means of surveillance, technical visits) and (3) the difficulties of the owners / administrators to implement actions allowing to assure or to strengthen the follow-up of the work and the safety of the protected zones (difficulties identified during the first diagnoses and the first inspections made by the authority: maintenance and surveillance (vegetation), emergency preparedness, evaluation of the floods level of protection and danger, sedimentation dams in dike systems, difficulties postponed on safety reports...).

Introduction

« Que d'eau! Que d'eau! » aurait dit le président Mac Mahon lors de sa venue à Toulouse lors de la plus grande

crue connue sur le bassin de la Garonne en juin 1875 qui causa la mort de 209 personnes et la destruction de 1140 maisons. Il s'est rendu également à Verdun en Ariège en juillet où quelques jours plus tôt, le même événement produit la plus grande catastrophe qu'a connue le département (figure 1) et décrit dans les inventaires [3]: « Une masse de 100 000 m^3 détachée du flanc de la montagne est arrivée dans le torrent des Moulines et y a créé une embâcle, laquelle a cédé sous la pression du torrent en crue. L'ensemble s'est transformé en une lave torrentielle[1] qui emporta tout sur son passage : 30 maisons, 16 granges, 2 moulins détruits et 15 maisons endommagées au Barry d'en Haut. Le cimetière et une scierie emportés. 81 morts dont 14 jamais retrouvés (pour une population de 492 habitants en 1871), 600 animaux tués. »



FIGURE 1 : LES DÉPÔTS DE CRUE À L'AMONT DE L'ÉGLISE DE VERDUN EN 1875 (ARCHIVES RTM) [1]

Pour lutter respectivement contre de nouvelles crues fluviales et torrentielles, Toulouse et Verdun ont été dotées au cours du XX° siècle de systèmes d'endiguements, maintenant concernés par les dispositions du décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques.

A la différence d'une grande ville comme Toulouse qui fait face à des écoulements fluviaux, Verdun comme d'autres petites communes de montagne de l'Ariège situées sur des cônes de déjection[2], où les écoulements torrentiels sont de nature à complexifier les études, ont des moyens humains et financiers plus limités pour entretenir et surveiller leurs ouvrages.

Le service de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques de la DREAL Midi-Pyrénées et le service de la police de l'Eau de la DDT de l'Ariège proposent dans cette intervention un retour d'expérience afin de montrer comment ces petites communes arrivent progressivement à appliquer la réglementation issue du décret du 11 décembre 2007.

Présentation des digues torrentielles[3]

Dans ce retour d'expérience, nous avons choisi d'exposer le cas de trois communes du département de l'Ariège (Verdun, Mérens-Les-Vals et Couflens) possédant des digues longitudinales dans des cônes de déjection et une commune située en bordure de torrent (Villeneuve d'Olmes) (voir la localisation des communes sur la figure 2). Les caractéristiques principales de ces ouvrages sont présentées dans le tableau 1.

Ces ouvrages sont assez courts et construits en partie à partir des dépôts de crue pour protéger des enjeux le long du torrent.

Endiguement de Verdun en rive gauche du torrent des Moulines

Selon [1], Verdun a subi plusieurs crues du torrent des Moulines :

- 1613 (lave torrentielle) qui a emporté 25 maisons et fait environ 70 morts;
- 1671 qui a détruit quelques bâtiments;
- 1875 (lave torrentielle), crue la plus catastrophique du département de l'Ariège avec 81 morts pour une population d'environ 450 habitants;
- 1897 avec la destruction de quelques bâtiments mais pas de morts;
- 1910 avec la destruction de quelques bâtiments et de plus de 100 têtes de bétail mais pas de morts.

[1] Une lave torrentielle est essentiellement un mélange d'eau, de sédiments fins et d'éléments rocheux, de diverses grosseurs, depuis les graviers jusqu'aux rochers énormes. L'eau et les sédiments fins forment une boue d'une densité suffisante pour la mise en suspension et l'entraînement des éléments rocheux. Cette boue, appelée matrice, peut atteindre une densité élevée (1,8 à 2,2 t/m^3) et déplacer des blocs de plusieurs tonnes. (http://fr.wikipedia.org/wiki/Lave_torrentielle)

[2] Un cône de déjection matérialise la zone de confluence du torrent avec la rivière principale. Il correspond généralement à une brusque réduction de la pente et constitue une zone privilégiée d'alluvionnement et de divagation incontrôlée des écoulements en période de forte crue. [3]

[3] Digue torrentielle : digue située sur un cours d'eau à régime torrentiel.

TABLEAU 1 : CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES DES DIGUES TORRENTIELLES INSPECTÉES DE CLASSE C

Digue	Année de construction	Longueur de l'endiguement (m)	Hauteur de l'ouvrage /Terrain naturel (m)	Surface du Bassin Versant (km²)	Population protégée y compris saisonnière (hab.)	Population de la commune (hab.) - INSEE 2006
Verdun Moulines RG	1910	370	2,5	8,6	500	237
Mérens-Les-Vals Nabre RD	1905	200	1,5	15,0	150	188
Villeneuve D'Olmes Touyre RG	1977	200	1,5	49,0	+30	1178
Couflens Salat RD	1963	250	2	20,5	+30	80
Couflens Cougnets RD	1985	420	1,5	12,5	+30	



FIGURE 2 : LES COMMUNES ARIÈGEOISES CHOISIES POUR LE RETOUR D'EXPÉRIENCE

Après cette dernière crue, le génie militaire a construit une digue en rive gauche du torrent. Les crues plus récentes de janvier 1992 et juin 2000 ont été de simples crues liquides sans dégâts pour l'endiguement.

Comme indiqué sur la Figure 3, l'endiguement en rive gauche stoppe les écoulements dans le cône de déjection (assimilable à la zone protégée) où se situe 90% de l'habitat de la commune et les maintiennent dans le torrent. D'après [1], la digue a été bâtie sur le dépôt de la crue de 1875 avec un fond de lit correspondant à ce dépôt. Les plus gros blocs ont été réutilisés pour construire un parement en maçonnerie sèche de blocs taillés et assemblés (Figure 4).

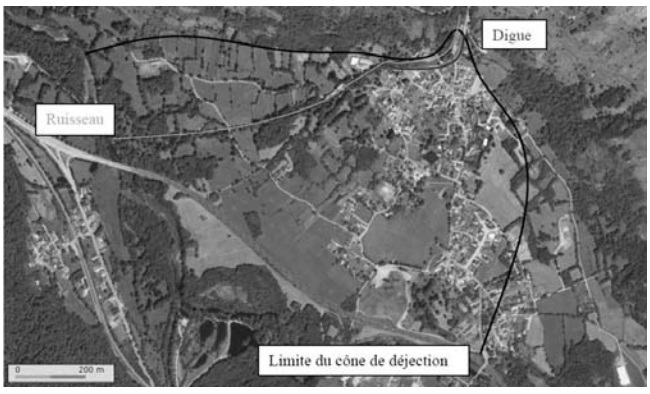


FIGURE 3 : ENDIGUEMENT DE VERDUN ET LIMITE DU CÔNE DE DÉJECTION [1]



FIGURE 4 : PAREMENT CÔTÉ TORRENT DE LA DIGUE DE VERDUN



FIGURE 5 : CRÊTE DE LA DIGUE RIVE DROITE DE MÉRENS-LES-VALS

Endiguement de Mérens-Les-Vals du torrent du Nabre

Mérens-Les-Vals est située juste après la confluence du Nabre et du San-Touret. Selon [2], la commune a subi plusieurs crues fortes en 1875 et 1897 comme dans tout le val d'Ariège. La crue du 28 juin 1902 en lave torrentielle venant du San Touret a engravé le village en détruisant plusieurs biens. La crue du 10 juillet 1904 a répété la lave torrentielle de 1902 sans dégâts importants. Suite à cette répétition d'évènements la commune sollicite alors l'État pour l'étude d'une série RTM et la construction de digues à l'aval. Les travaux sont mis en œuvre en 1905 dans le San Touret (seuils, drains et boisements dans plusieurs ravins) et dans le village (deux digues : rive droite et rive gauche (figure 5)). La crue du 7 novembre 1982 est une crue en eau du Nabre avec un débit solide faible mais des hautes eaux (presque plein bord) et des dégâts sont notés en particulier sur la digue rive gauche qui sera reconstruite et confortée avec une banquette.

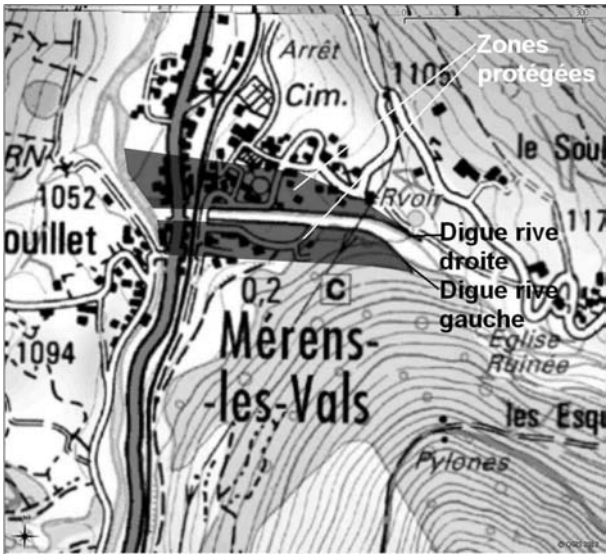


FIGURE 6 : ENDIGUEMENT DE MÉRENS-LES-VALS

Comme indiqué sur la figure 6, les endiguements stoppent les écoulements dans les zones protégées où se situent 30% de l'habitat de la commune et les maintiennent dans le torrent. D'après [2], les blocs apportés par les crues ont été réutilisés pour construire la digue en maçonnerie sèche de blocs taillés et assemblés.

Endiguement de la cité des 150 à Villeneuve d'Olmes en rive gauche du torrent du Touyre

D'après [5], le lotissement de la cité des 150 à Villeneuve d'Olmes a été construit dans une zone d'expansion naturelle de crue. Il a été inondé en mai 1977 (0,8 à 1 m d'eau) avec l'évacuation de 16 familles. Des travaux ont été réalisés après cet événement pour limiter les risques d'affouillements à l'extrados d'un méandre très prononcé : protection de la digue en terre rive gauche avec des enrochements. La digue protège une dizaine d'habitation du lotissement comme indiqué sur la figure 7. Le lotissement a été inondé en octobre 1992. Les crues de décembre 1996, juin 2000 et janvier 2004 ont occasionné des dégâts sur les enrochements. Lors des différentes crues, le SRTM est intervenu à plusieurs reprises pour réparer et/ou améliorer la protection. Des travaux de restauration de la digue ont été effectués en 2006 par la mairie sous maîtrise d'œuvre du SRTM à la suite de son endommagement par la crue de janvier 2004. Une terrasse de crue et un lit de décharge en rive droite ont également été aménagés.

En novembre 2011, une crue en eau non débordante résultant de précipitations intenses (100 mm) a endommagé l'ouvrage (figure 8). En attendant le confortement de l'ouvrage, un arrêté municipal a été pris pour interdire l'accès à l'ouvrage et renforcer les mesures d'informations des habitants de la zone protégée lors des crues.

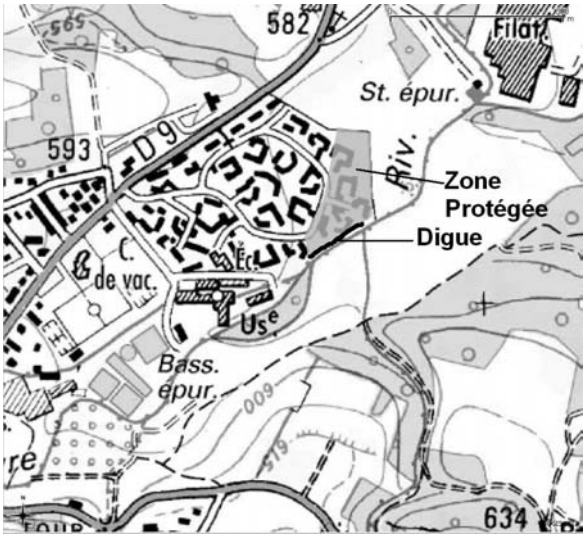


FIGURE 7 : ENDIGUEMENT DE LA CITÉ DES 150 À VILLENEUVE D'OLMES



FIGURE 8 : DÉGÂTS SUR LES ENROCHEMENTS DE LA DIGUE DE LA CITÉ DES 150 APRÈS LA CRUE DE NOVEMBRE 2011

Endiguements du hameau de Salau à Couflens sur les torrents du Salat et du Cougnets

Le hameau de Salau à Couflens se situe à la confluence du torrent du Salat et du torrent du Cougnets (figure 9). Dans les années 1970 et 1980, Salau logeait les ouvriers travaillant dans une zone d'extraction de tungstène dans le cirque d'Anglade. D'après [4], la digue en rive droite du Salat a été construite aux alentours de 1960 (figure 10). Lors de la crue de novembre 1982, l'eau du Salat a affleuré sa crête. Par contre, le Cougnets est sorti de son lit et a endommagé la moitié du hameau. Le Cougnets a alors été endigué en 1985 par le SRTM (figure 11) pour protéger les habitations des ouvriers. Cependant, à la suite de la fermeture de la mine en 1987, un exode industriel laisse des ouvrages à haut niveau de protection avec peu d'habitants à protéger.

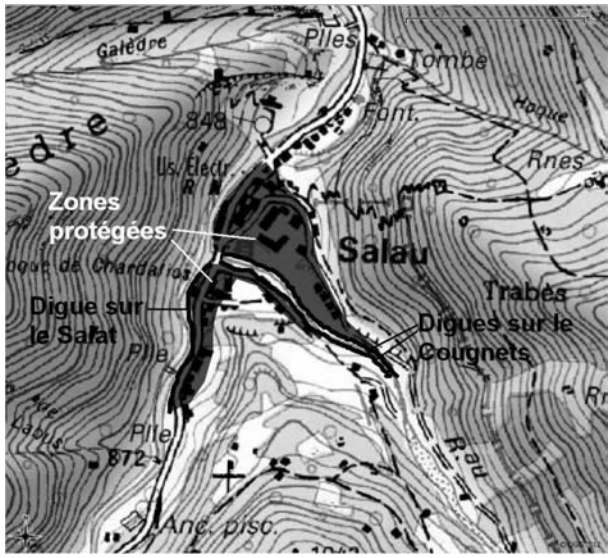


FIGURE 9 : ENDIGUEMENT DU HAMEAU DE SALAU À COUFLENS



FIGURE 10 : CRÊTE DE LA DIGUE RIVE DROITE DU SALAT A COUFLENS



FIGURE 11 : DIGUES (VUE RIVE DROITE) DU COUGNETS À COUFLENS

Application du décret de 2007

Le recensement des digues effectué en 2002 dans le département de l'Ariège a fait émerger une centaine d'ouvrages susceptibles d'assurer une protection contre les crues fluviales et torrentielles. Parmi ces ouvrages, une dizaine d'entre-eux entrait dans le cadre de la circulaire du 6 août 2003 comme ouvrages intéressant la sécurité publique (ISP). Figuraient parmi ces ouvrages, les ouvrages torrentiels présentés dans le paragraphe précédent.

Régularisation et classement des ouvrages torrentiels
A partir de mars 2006, le service police de l'eau de l'Ariège est entré en contact avec les quatre communes, propriétaires des parcelles où sont implantées ces ouvrages torrentiels. Ces quatre communes ont reconnu l'existence et la propriété de ces ouvrages. Les cinq ouvrages protégeant plus de 10 habitations (Digue de Verdun, digue en rive droite de Mérens-Les-Vals, digue de Villeneuve d'Olmes, digue du Salat et digue en rive droite du Cougnets à Couflens) ont d'abord été autorisés en août 2007 puis classé ISP en novembre 2007. Protégeant plus de 10 personnes et mesurant plus de 1 m, ces 5 ouvrages ont ensuite été classés en classe C en octobre 2008 en application du décret du 11 décembre 2007. Dans les arrêtés de classement, les quatre communes doivent :

- constituer le dossier d'ouvrage,
- ouvrir un registre,
- décrire l'organisation,
- réaliser les consignes,
- réaliser un diagnostic initial de sûreté,
- réaliser une visite technique approfondie tous les 2 ans,
- réaliser un rapport de surveillance tous les 5 ans,
- réaliser une étude de dangers tous les 10 ans.

Dossier d'ouvrage
Hors quelques photos en noir et blanc, les ouvrages anciens comme les digues de Verdun ou de Mérens-Les-Vals sont peu documentés rendant impossible la constitution d'un dossier d'ouvrage. Les ouvrages plus récents comme les digues de Villeneuve d'Olmes ou de Couflens ont un peu plus de chances car ils ont été établis à partir de plans encore disponibles au SRTM, qui constituent donc un début de dossier d'ouvrage.
Dans le cas de Verdun et de Mérens-Les-Vals, le bureau d'études a donc dû réaliser une étude complète comprenant :

- la description de l'ouvrage (dimensions, fondation, profils en long et en travers, brèches éventuelles, ...),
- la description de son environnement (bassin versant, torrents, géologie, pluviométrie, végétation, hydrologie, débits solides, enjeux, historicité et mesures de protection annexe),
- une étude hydraulique.

Dans le cas de Mérens-Les-Vals, l'étude qui ne s'est pas restreinte à la rive droite classée, a montré que l'endiguement rive gauche relevait également de la classe C.

Visite technique approfondie et diagnostic initial
Afin de simplifier la production des documents, le service de contrôle a accepté la réalisation par les communes d'une unique prestation pour le diagnostic initial et la première visite technique approfondie, à savoir une première visite technique approfondie assortie d'un engagement des communes. Ces premiers diagnostics ont montré que les ouvrages de Mérens-Les-Vals et de Verdun sont en très bon état hormis quelques pierres à rejointoyer. Cependant, ils pointent du doigt des problèmes qui sont évoqués dans le paragraphe suivant à savoir la végétation, la présence des ponts et les risques d'affouillement.

Rapport de surveillance
Sans cadre réglementaire, la surveillance des ouvrages n'a jamais été formalisée dans un registre. Les communes n'ont donc pas de documents pour les aider à produire le premier rapport de surveillance : seuls les évènements marquants et les travaux récents sont consignés dans les premiers rapports reçus. La tenue du registre améliorera la qualité des prochains rapports de surveillance

Consignes
Les premières versions des consignes reçues ne sont pas complètes : elles ne peuvent donc pas être instruites et approuvées. Les consignes proposées « oublient » des dispositions demandées par l'arrêté du 29 février 2008. Il manque notamment le contenu des visites de surveillance et le contenu du rapport de surveillance.

Étude de dangers
Aucune étude de dangers n'a été transmise au service de contrôle car elles sont prescrites pour le 31 décembre 2014.

Difficultés rencontrées

Au cours des inspections réglementaires effectuées par le service de contrôle, des difficultés caractéristiques et récurrentes concernant ces ouvrages torrentiels ont été rencontrées :

Moyens humains limités
Qui dit petite commune, dit population réduite et moyens humains limités (quelques personnes) à la disposition de la commune. En conséquence, la commune affecte peu de moyens humains aux digues:

- le maire, responsable de l'ouvrage ;
- une personne chargée du suivi administratif et technique. Ce peut-être le maire ou un employé désigné ;

- une personne chargée de la surveillance : qui est le maire ou un employé communal qui peut aussi assurer des travaux courants : dé-végétalisation, re-jointoiement.

Le fait de disposer d'un personnel très restreint, également constaté pour les autres petits ouvrages de plaine de classe C (barrage agricole ou digue fluviale), est problématique car l'organisation pour la sécurité est fragilisée très significativement en cas d'indisponibilité de personnes.

Moyens financiers limités

Qui dit petite commune, dit également peu de revenus. A titre d'exemple, la première prestation (dossier d'ouvrage, diagnostic initial, visite technique approfondie et consignes) réalisée pour Verdun a coûté à la commune 6500 euros soit 30 euros par habitant. Cela empiète une bonne partie des ressources de la commune mais reste à la portée de la commune. Néanmoins, il faudra réaliser une visite technique approfondie tous les 2 ans et une étude de dangers avant fin 2014 réactualisée tous les 10 ans. Comment financer l'étude de dangers sachant que le prix dépassera certainement le prix du premier diagnostic ?

Dans le cas de Couflens, le même type de prestation que Verdun a été estimé à 16000 euros soit 200 euros par habitant ce qui est au delà des capacités financières de la commune, commune ayant connu après la construction des ouvrages un exode industriel important. Sans aides extérieures (subventions, solidarité entre collectivités, ...), la commune n'a pas les moyens techniques et financiers de mettre en œuvre ces études. Est-il donc pertinent de conserver un haut niveau de protection pour si peu d'habitants ? Doit-on envisager l'effacement des ouvrages et/ou le déplacement des populations ?



FIGURE 12 : SOUCHE SUIVIE SUR LA DIGUE DE VERDUN

Végétation

Le parement de ces ouvrages peut souffrir d'une végétation abondante qui se développe dans les joints de pierres. Des travaux d'éliminations des arbres avec suivi du traitement des rejets sont alors fortement préconisés. Par contre, le bureau d'études ne souhaite pas que les souches soient dévitalisées car cela peut créer des vides et donc déstabiliser rapidement la maçonnerie. Il est donc préférable de favoriser l'épuisement progressivement les souches (figure 12).

Il est en effet bon de rappeler ici que contrairement aux ouvrages fluviaux où il est recherché avant tout l'étanchéité pour prévenir tout problèmes de renard, pour les ouvrages torrentiels, il est recherché le plus gros volume de stockage pour les sédiments donc avant tout la stabilité de l'ouvrage. Néanmoins, nous pouvons remarquer que la lutte contre la végétation ou le remplacement des blocs déchaussées sont des opérations soit régulièrement faites par les communes sur leurs ouvrages soit exécutées avec une certaine réactivité suite à une demande formulée après un contrôle. Les communes ont donc les moyens de faire ce type d'intervention.

Présence de ponts

La présence d'ouvrages peut avoir des conséquences sur la digue lors d'une crue. Par exemple, il est montré dans les études [1] et [2] que les ponts présents sur les sites réduisent la capacité de stockage des torrents en bloquant le transport et peuvent entraîner des surverses. Dans le cas de Verdun [1] (figure 13), le bureau d'étude préconise de supprimer le pont et de créer une route en rive gauche ce qui est au delà des ressources financières de la commune. La quantification de l'effet des ponts sur la surverse a été repoussée sur les études de dangers.



FIGURE 13 : PONT SUR LE TORRENT À VERDUN À L'INTÉRIEUR DE LA ZONE ENDIGUÉE

Risques d'affouillements

Des risques d'affouillements à court ou moyen termes peuvent déstabiliser le pied des ouvrages. Les communes

devront envisager de stabiliser le lit du torrent en aménageant des seuils en vue de pérenniser les ouvrages. Si Verdun peut attendre [1], Mérens-les-Vals doit l'envisager prochainement (figure 14) [2] et Villeneuve d'Olmes le traiter lors des travaux de réparation de l'ouvrage.



FIGURE 14 : DÉMARRAGE DE L'AFFOUILLEMENT (EXTRAIT DE [2])

Alertes

Les endiguements appartenant aux communes, les maires, responsables des ouvrages sont aussi responsables de l'alerte et de l'évacuation. Les laves torrentielles sont des phénomènes traitables en amont du cône de déjection (plage de dépôt, reboisement, …) mais relativement difficiles à anticiper. D'ici la réalisation de l'étude de dangers qui devra faire le point sur la fonctionnalité des aménagements en amont existant ou à prévoir (ex : détecteur de laves torrentielles), il est fortement recommandé aux responsables des ouvrages de se tenir informer des précipitations attendues sur le bassin versant et de suivre l'évolution de la crue à pas de temps régulier.

Environnements complexes

Les zones protégées identifiées derrière les digues, pouvant se résumer assez souvent aux cônes de déjection sont situées dans des environnements complexes En effet, dans ce type d'environnement, la digue est le dernier ouvrage participant à la protection de la zone protégée et pourtant c'est le seul qui est cité dans les arrêtés d'autorisation et de classement. Par exemple pour Verdun, quelques kilomètres en amont de l'endiguement est présente une plage de dépôt (figure 15) construite récemment sous maîtrise d'œuvre SRTM, sous maîtrise d'ouvrage du Ministère de l'Agriculture. C'est aussi le cas pour Couflens en amont de la digue sur le Cougnets où est présent un barrage en amont ayant pour but de stocker de l'eau et des matériaux lors de la crue afin de limiter la pression en aval. Cet ouvrage participe pleinement à la protection de Verdun car il peut stocker 20000 m^3 soit 1/5 du volume apporté par le crue de 1875. Pour Verdun, si on démontre facilement que les endiguements sont bien dimensionnés pour faire passer la crue liquide historique de 1875, c'est moins vrai quand on introduit les matériaux. En effet, le bureau d'études a estimé à 45000 m^3 la capacité de stockage du torrent au niveau de l'endiguement avant déversement, ce qui représente 65000 m^3 soit les 2/3 de la crue de 1875. Cependant, il ne faut pas oublier que la correction active mise en place par le SRTM tout au cours du XX° siècle (reboisement, seuils,...) complète la protection passive (plage de dépôt et endiguement) et réduit l'aléa en corrigeant les problèmes à la source. Dans cette configuration, il est très difficile de donner des périodes de retour pour la crue de projet et de la crue de sûreté. Le service de contrôle attend la réponse à ces questions lors de l'étude de dangers.



Figure 15 : Plage de dépôt en amont de Verdun

Conclusion

Les digues torrentielles de l'Ariège sont à distinguer des digues fluviales de par leur conception et leur environnement. Les petites communes de montagne, propriétaires de ces digues de classe C, sont au même degré d'avancement que leurs homologues en plaine. Du fait de leurs particularités, ces digues posent un certain nombre de difficultés techniques pour lesquelles nous espérons trouver des réponses dans les prochaines études de dangers. Au delà de ces difficultés techniques, le manque de moyens financiers et humains reste la principale préoccupation de ces petites communes. L'émergence d'un gestionnaire unique (vers l'échelle départementale ?) sur de nombreux ouvrages torrentiels ayant les capacités techniques et financières pourrait être une solution pour palier ce manque et ainsi pérenniser dans le temps les actions d'entretien et de surveillance. C'est dans l'émergence d'un tel gestionnaire que demande de travailler l'Instruction du Gouvernement du 20 octobre 2011 relative aux ouvrages de protection contre les inondations et les submersions, à leurs enjeux de protection et à leur efficacité prise en complément du dispositif PSR suite aux évènements tragiques de 2010 (tempête Xynthia et inondations dans le Var).

Remerciements

Nous remercions les communes ariégeoises de Verdun, Mérens-Les-Vals, Villeneuve d'Olmes et Couflens pour leur participation à ce retour d'expérience.

Références

[1] AGERIN (2011). Étude *de risques – Digue du torrent des Moulines – Commune de Verdun (09)*

[2] AGERIN (2012). *Étude de risques – Digue du torrent du Nabre – Commune de Mérens-Les-Vals (09)*

[3] MEDDTL (2011) *Construire en montagne – La prise en compte du digue torrentiel*

[4] PATOUH (2007). *Digues de protection dans le département de l'Ariège – Visite préalable à l'identification des digues de protection contre les inondations intéressant la sécurité publique 16 et 17 janvier 2007.*

[5] RTM (2012). *Fiche évènement Villeneuve d'Olmes du 5 et 6 novembre 2011.*

Zones protégées et systèmes de protection : quelques exemples de délimitation en région Rhône-Alpes

Protected areas and protection systems: some examples of delimitation in the Rhône-Alpes region

O. Newinger[1], I. Begic[2]

[1] DREAL Rhône-Alpes / Service de contrôle des ouvrages hydrauliques, GRENOBLE, olivier.newinger@developpement-durable.gouv.fr

[2] DREAL Rhône-Alpes / Service de contrôle des ouvrages hydrauliques, GRENOBLE, ivan.begic@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La zone protégée, définie comme la surface soustraite à l'inondation par le système de protection contre les inondations, est le support de la réglementation sur la sécurité des digues. De l'emprise de la zone protégée découle l'ensemble des attentes réglementaires en termes de suivi et d'exploitation de l'ouvrage.

Initialement arrêtés lors du classement administratif des ouvrages de protection contre les inondations, la zone protégée et le système de protection associé sont amenés à évoluer dans le cadre d'un processus incrémental, au gré de l'amélioration du niveau de connaissance disponible. Cette connaissance découle notamment de la première étude de dangers et de la réactualisation décennale de cette dernière.
Derrière l'identification du système de protection et de la zone protégée se cache une série de considérations techniques et administratives, voire politiques. Afin d'illustrer la diversité des configurations susceptibles d'être rencontrées, quelques exemples concrets issus des aménagements de la région Rhône-Alpes sont succinctement présentés dans cette communication.

Abstract

The protected area, defined as the area removed from flooding by the levees system, is the support of the levees safety regulation. From mapping of areas protected by levees systems derives all expectations in terms of monitoring and operation of the facilities. Initially defined par the administrative classification of levee, the protected area and the associated levees system are likely to evolve as part of an incremental process, as the level of knowledge available increase. This knowledge stems in particular from the first hazards study and from the updating of the latter ten. Behind the levees system identification and the protected area mapping lays a series of technical and administrative considerations. To illustrate the variety of configurations that can be encountered, some examples from real cases of the Rhône-Alpes region will be briefly presented.

Introduction

Au-delà des questions d'ordre administratif et juridique qui motivent, au moment de la rédaction de cet article, une refonte réglementaire des contours de la définition de la zone protégée, il a paru intéressant et ce à partir de situations concrètes rencontrées en région Rhône-Alpes, de faire part de certains constats inhérents aux notions de systèmes de protection et de zone protégées.

Après un bref historique de ces notions et d'une présentation de la démarche de délimitation tel qu'elle est constaté sur le terrain, une présentation de trois cas d'études permet de mettre en avant certaines thématiques liées à la définition du système de protection et des zones protégées associées :

- les aménagements de protection de ROMANS-SUR-ISERE contre les crues de la Savasse, avec une configuration particulière de la zone protégée liée à la topographie ;

- les endiguements de la vallée de l'Isère, qui présentent des problématiques de découpage des zones protégées ;

- les aménagements du Craponoz en Isère, qui soulèvent les problématiques liées aux rivières torrentiellesLes notions de zone protégée et de système de protection étant récentes, les exemples précédents ne concernent pas toujours une démarche complète mais seulement les phases initiales de réflexion.

Historique : de l'ouvrage au système de protection

La notion de système d'endiguement et de zone protégée est une notion qui s'est progressivement mise en place. D'un point de vue administratif, on a assisté au passage d'un ouvrage ponctuel appartenant à une institution, à un ensemble d'aménagements protégeant une zone délimitée. Les principaux textes réglementaires relatifs aux digues de ces deux dernières décennies permettent d'illustrer cette évolution (Tableau 1).

Processus de délimitation

La définition du système de protection et de la zone protégée a d'abord une assise technique : paramètres hydrauliques liés à des données hydrologiques, géométriques (dimensions de la digue) et topographiques. Par conséquent, la description du fonctionnement du système de protection et l'estimation précise de l'extension de la zone protégée qui en découle, dans un cadre idéal doivent s'appuyer :

- sur une représentation topographique adaptée du secteur (modèle numérique de terrain) ;
- sur une estimation acceptable des paramètres hydrologiques (hydrogramme de crues caractéristiques) ;
- sur une connaissance fine des paramètres caractéristique de l'ouvrage (profils des ouvrages et du cours d'eau) ;
- sur une représentation des écoulements (modèle hydraulique, dont les conditions locales nécessitent souvent une approche bidimensionnelle en régime transitoire).

Néanmoins, au regard des situations rencontrées, il s'avère que cette définition ne peut s'appuyer uniquement sur ces facteurs techniques. Le manque de données, la diversité des situations et les particularismes locaux, techniques ou administratifs, nécessitent de réaliser des choix qui ne peuvent être faits qu'en se basant sur des considérations administratives, voire politiques. Des exemples seront donnés dans la deuxième partie de ce document.

Pour les raisons précédemment présentées, la délimitation d'un système de protection et de sa zone protégée peut être amenée à évoluer dans le temps pour des configurations complexes. C'est pourquoi la définition de la zone protégée est plus à appréhender en termes d'un processus itératif, au gré de l'évolution des connaissances et de la perception du fonctionnement des aménagements, que comme une donnée arrêtée.

TABLEAU 1: EVOLUTION DE LA RÉGLEMENTATION

Année	Texte	Notions introduites par le texte
1994	Circulaire relative aux modalités de gestion des travaux contre les risques d'inondations.	Inventaires des institutions existantes, recensement des ouvrages existants et des travaux d'entretien nécessaires
1999	Circulaire relative au recensement des digues de protection des lieux habités contre les inondations fluviales et maritimes	Recensement des digues et de leur maître d'ouvrage
2002	Circulaire relative à la politique de l'Etat en matière de risques naturels prévisibles et de gestion des espaces situés derrière les digues de protection contre les inondations et les submersions marines	Notion de zone endiguée
2003	Circulaire relative à l'organisation du contrôle des digues de protection contre les inondations fluviales intéressant la sécurité publique	Délimitation de zones protégées par un tronçon de digue.
2007	Décret relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement	Classement des ouvrages en fonction du nombre de personnes protégées
2011	Instruction du Gouvernement du 20 octobre 2011 relative aux ouvrages de protection contre les inondations et les submersions, à leurs enjeux de protection et à leur efficacité	Notion de système d'endiguement

Dans la mesure où l'on ne dispose que très rarement d'une étude de synthèse sur l'ensemble d'un aménagement de protection contre les crues (du type étude de dangers), le schéma traditionnel est la réalisation d'une première analyse, à partir de données disparates, dont va découler un classement administratif des aménagements (classes A à D).

Ce classement doit déclencher, comme le prescrit la réglementation, la réalisation d'une étude de dangers (dont l'objectif est de préciser les niveaux de risque associés aux ouvrages). Cette analyse technique poussée est alors susceptible de faire évoluer le classement.
Dans la suite du document, une application des premières phases des principes précédents est appliquée à trois cas différents de la région Rhône-Alpes.

Endiguements de la Savasse à ROMANS-SUR-ISERE

L'agglomération de ROMANS-SUR-ISERE, dans le département de la DROME, est bordée au sud par la rivière ISERE et au nord-ouest par la SAVASSE. La SAVASSE a fait l'objet de plusieurs aménagements de protection contre les inondations. Initialement endiguée par deux digues au niveau de chacune des rives, d'importants aménagements de rétention dynamique ont été mis en service en amont de l'agglomération.

Contexte climatique et géomorphologique
La SAVASSE se caractérise par un régime torrentiel de type préalpin et subméditerranéen : des assecs prononcés en période estivale et de crues à cinétique rapide et à débit spécifique important. Cette rivière draine un bassin versant, de forme très allongé d'une superficie d'environ 45 km2 à l'amont de l'agglomération. Les débits de pointe de crue décennale, centennale et cinq-centennale ont respectivement été évalués à 40, 100 et 150 m3/s.

L'occupation du sol se caractérise essentiellement par des cultures (céréales et prairies) et des zones urbanisées en fond de thalweg. Des taillis, broussailles et forêts occupent environ 25% du secteur, surtout sur les coteaux les plus pentus.

D'un point de vue géologique, le bassin versant de la SAVASSE se situe au sein de la plaine molassique périalpine La molasse constituant la formation visible au niveau du relief est essentiellement sablo-gréseuse. Néanmoins, des passages conglomératiques et la présence de nodules calcaires alimentent le cours d'eau en éléments grossiers. Les fonds de thalwegs sont tapis de sédiments quaternaires issus du substrat molassique.

Cette combinaison de caractéristiques hydrologiques et géologiques entretient un transport solide important et une forte dynamique du lit. C'est ce qui explique le caractère géomorphologique particulier de la vallée de l'HERBASSE.

En effet, une analyse de la microtopographie met facilement en évidence un fonctionnement géomorphologique atypique avec la présence au droit de l'agglomération de ROMANS-SUR- ISERE de plusieurs thalwegs secondaires. Le caractère perché du lit actuel de la SAVASSE au sein de la plaine alluviale est à relever.

Ce sont ces caractéristiques géomorphologiques, résultant de la forte dynamique hydro-sédimentaire et certainement aussi de raisons historiques (déplacement ponctuels du cours d'eau pour des raisons agricoles) qui conditionnent le fonctionnement actuel du système de protection.

Une zone protégée décorrélée de la rivière
La zone protégée présente un caractère atypique dans la mesure où la SAVASSE ne coule pas au fond du thalweg principal. C'est pourquoi, une défaillance à l'amont de l'agglomération est susceptible d'inonder les quartiers ouest de ROMANS, de façon complètement déconnectée de la rivière et sans possibilité de retour des écoulements à cette dernière. Cette particularité a conduit à proposer un classement en digue de classe B (entre 1 000 et 50 000 personnes) des aménagements rive gauche, alors qu'a première vue un classement en digue de classe C (entre 10 et 1 000 personnes) s'applique si l'on se limite à une approche par tronçons de digues.

Il n'y a pas eu à ce jour de réalisation d'étude préalable à la réalisation d'un PPRi. Néanmoins le SIABCS, gestionnaire des aménagements, a réalisé une étude hydraulique des secteurs amont dans le cadre de la définition du projet de rétention. Ces études ont été complétées en 2012, dans le cadre de la révision du PLU et à la demande des services de l'Etat par une analyse plus fine, au droit de l'agglomération en prenant en compte des hypothèses de rupture de digues. C'est sur ces éléments que s'appuie le classement envisagé. Néanmoins, seule l'étude de dangers, par son caractère exhaustif, sera à même de valider le fonctionnement global de l'aménagement.

Digues de l'ISERE dans le département de l'Isère

L'organisation des aménagements de protections contre les crues de l'Isère résulte d'une part du contexte topographique, lui-même hérité de l'histoire géologique du secteur, et d'autre part de la réalisation de projets successifs de protection contre les inondations réalisés au cours des derniers siècles.

Les lignes qui suivent tentent de présenter les raisons qui ont conduit au découpage administratif actuel, en insistant sur les difficultés associées, découpage qui est amené à évoluer

prochainement au regard des travaux liés au projet « Isère amont » et la publication prochaine de l'étude de dangers

Contexte géomorphologique

La vallée de l'Isère se caractérise par plusieurs niveaux de reliefs :

- un relief structurant, formé par les massifs de la Chartreuse, du Vercors et de Belledonne : la vallée initiale a été façonnée, d'abord par les glaciers, puis par remblaiement postglaciaire par les alluvions de l'Isère. De cette histoire géologique, il reste aujourd'hui une plaine, très plate, encaissée entre plusieurs massifs.

- une microtopographie résultant des apports sédimentaires des affluents latéraux : des torrents, issus rive droite du massif de la Chartreuse et rive gauche de Belledonne et du Vercors ont créé des cônes de déjection tout au long de la vallée, contraignant de ce fait les écoulements de crue. De part la configuration de ces cônes et la position actuelle de l'Isère, ces affluents de l'Isère ont une importance plus ou moins grande sur les écoulements en crue : barrage de l'Isère sur une rive, ou alors simple contraction du lit majeur.

- au niveau local, des paléo-chenaux résultant de la divagation de l'Isère, et par symétrie, des zones de dépôts latéraux de sédiments font évoluer les conditions d'écoulement. Ces particularités locales sont notamment visibles au droit des endiguements, dans la mesure où la hauteur des digues est localement amenée à évoluer très rapidement.

Contexte historique

Les premières interventions de correction du lit et d'endiguements localisés ont eu lieu après les crues majeures de 1733, 1740 et 1778 dans le Grésivaudan. Le premier projet d'aménagement d'ensemble date de 1822 (Projet Crozet), il sera progressivement, mais que partiellement, mis en œuvre jusqu'en 1840. Plus à l'amont, en Combe de Savoie les « digues Sardes » sont progressivement mises en place entre 1829 et 1853, canalisant et chenalisant l'Isère sur tout le linéaire de la Combe.

Différentes crues (notamment 1846, 1856, 1859 la crue de référence des PPRi, 1940 et 1948) ravageront le Grésivaudan. Ces crues seront alors souvent suivies de projets, parfois d'ensemble, mais qui ne se concrétiseront souvent que par des interventions ponctuelles rendant le système global dangereux et sans cohérence.

L'Association Départementale des collectivités intéressées à l'Aménagement des plaines de l'Isère, du Drac, et de la Romanche (ADIDR) est créée en 1936. C'est cette structure qui assure l'entretien des digues sur l'ensemble du linéaire de dans le département de l'Isère. Le bilan de deux siècles d'endiguement reste très mitigé, et c'est pourquoi le projet « Isère amont » d'abord porté par l'ADIDR puis par un syndicat mixte, le SYMBHI voit le jour.

L'objectif de ce projet est de requalifier l'ensemble du système de protection, pour assurer une protection cohérente sur l'ensemble du linéaire en mobilisant le stockage dynamique des écoulements et le renforcement, en fonction des enjeux, des endiguements. Ce projet, dont les travaux viennent de commencer fait l'objet par ailleurs d'une présentation dans le cadre de ce colloque.

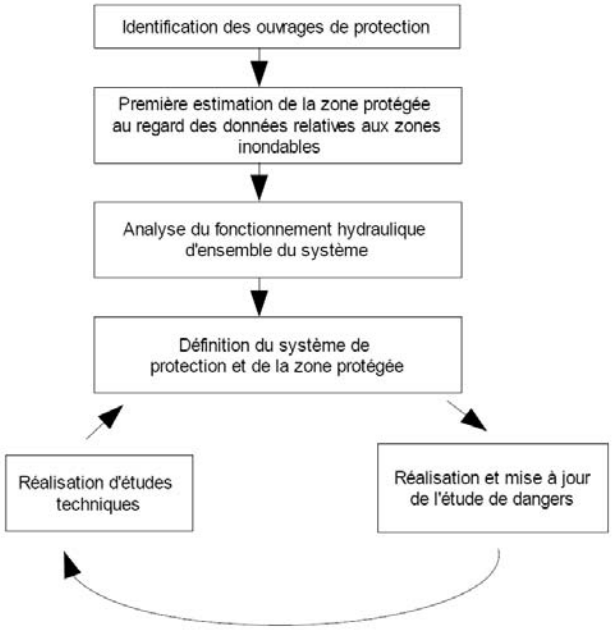


FIGURE 1: PROCESSUS DE DÉLIMITATION DU SYSTÈME D'ENDIGUEMENT ET DE LA ZONE PROTÉGÉES

Un système d'ensemble

Le système de protection actuel est le fruit de la combinaison entre les contraintes hydrauliques et topographiques résultant du contexte géomorphologique et l'aménagement progressif de la vallée, au fil des projets de protection contre les crues. Pour être exhaustif, il serait nécessaire d'inclure parmi les éléments structurants, les grandes infrastructures de transport, à savoir notamment l'A41, l'A48, l'A49 et la voie ferrée GRENOBLE-CHAMBERY, qui jouent *de facto* un rôle de protection contre les inondations mais dont les fonctionnalités initiales sont sans rapport avec celles d'une digue.

Vu d'une échelle départementale, l'ensemble de l'Isère est endigué de la Combe de Savoie dans le département de la Savoie, jusqu'à ce que l'Isère rejoigne des gorges encaissées à une quarantaines de kilomètres à l'aval de GRENOBLE. A cette échelle une continuité de l'endiguement latéral peut être constatée, et la définition de deux zones protégées, une en rive gauche et l'autre en rive droite pourrait être envisagée de la Combe de Savoie à l'aval de GRENOBLE.

Un système morcelé
Néanmoins, à une échelle plus locale, la réalité est plus complexe. Les éléments de délimitation suivants sont à prendre en compte :

- des éléments orographiques majeurs, créant une barrière insubmersible quel que soit le niveau de crue. C'est le cas de l'avancée rocheuse du Bec de l'Echaillon à l'aval de GRENOBLE (massif du Vercors).

- des cônes de déjection des affluents latéraux, qui selon leur puissance et la position du lit actuel de l'Isère, influent plus ou moins sur les écoulements de crue (exemple du cône du Manival à SAINT NAZAIRE- LES-EYMES).

- des affluents latéraux, et leurs endiguements associés, qui peuvent permettre un retour à l'Isère des écoulements de crue et donc un cloisonnement de la zone protégée.

- des remblais majeurs, issus de gravières, stockage de matériaux inertes ou d'infrastructures de transport (route et autoroute) qui peuvent présenter des obstacles infranchissables par les écoulements de crue (exemple de la RD10 à BRIGNOUD).

Un système complexe
Au découpage structurant s'ajoutent des fonctionnalités différentes des aménagements, suivant les enjeux à protéger et des choix politiques et techniques réalisés :

- certains secteurs ont clairement un objectif d'endiguement tel qu'on le conçoit traditionnellement, à savoir de contenir le lit de l'Isère (digues de SAINT-MARTIN-D'HERES par exemple, protégeant le domaine universitaire).

- d'autres secteurs présentent des caractéristiques moins évidentes, canalisant l'Isère, mais tout en assurant une inondation par l'aval (aval de SAINTQUENTIN- SUR-L'ISERE par exemple, en aval de GRENOBLE), afin d'assurer la stabilité du lit de l'Isère et la protection des terres agricoles contre l'érosion. C'est dans cette logique que s'inscrit le projet «Isère amont» qui se traduira par la mise en place d'ouvrages visant à sur-inonder certains secteurs (ralentissement dynamique).

Une discontinuité administrative
Outre le découpage issu du relief et de l'historique des aménagements, d'un point de vue administratif, le système d'endiguement présente une singularité : l'aménagement hydro-électrique de SAINT-EGREVE à l'aval de GRENOBLE scinde arbitrairement le système d'endiguement en deux. Cet aménagement au fil de l'eau est classé, de part ses caractéristiques géométriques et sa vocation, en barrage de classe B, et non pas en digue, découpant de ce fait la zone protégée.

Ce découpage trouve néanmoins un fondement technique : cloisonnement de la zone protégée par les endiguements du Furon en rive gauche, par le relief en rive droite.

Un découpage en plusieurs étapes
Un premier classement, réalisé par lettre de notification préfectorale et préparé par la Direction départementale des Territoires de l'Isère a été réalisé le 28 août 2009. En s'appuyant sur les éléments précédemment cités, un découpage en 13 digues a été réalisé pour les endiguements de l'Isère à l'amont de GRENOBLE (dans le département de l'Isère), et 4 digues à l'aval de GRENOBLE.
Néanmoins, ce classement sera repris et modifié, d'une part au regard des conclusions des études de dangers, et d'autre part suite à la réalisation progressive des aménagements à l'amont de GRENOBLE.

Comme cela a été présenté précédemment, le cloisonnement des zones protégées est néanmoins très difficile à apprécier, et seules des modélisations bidimensionnelles en écoulements transitoire (la cinétique et les volumes de crue ont une influence aussi importante que le débit de pointe) permettent d'apporter des éléments. Seule une étude de dangers complète est à même d'apporter les réponses de façon satisfaisante.

Aménagements du CRAPONOZ

Le Craponoz est un torrent rive gauche de l'Isère, qui descend des contreforts du massif de la Chartreuse. Il est représentatif des rivières à laves torrentielles et à charriage intense, pour lesquelles la définition du système d'endiguement et la délimitation de la zone protégée présentent des problématiques particulières.

Contexte local
Au fil des années, le charriage de ce torrent a créé un cône de déjection dans la vallée de l'Isère. C'est sur ce cône que se sont installées les communes de BERNIN et CROLLES. Suite à divers événements hydrologiques, un projet de reprise des endiguements du torrent est en cours de définition.

Il est à relever que si la maîtrise d'ouvrages des endiguements et de plages de dépôt relève des deux communes et d'une Association syndicale de propriétaires, l'Etat au travers du Service de Restauration de Montagne de l'Office national des forêts, assure la gestion des aménagements de la tête de bassin (ouvrages de stabilisation du lit et la première plage de dépôts).

Le classement des aménagements actuels sera réalisé dans le cadre de l'autorisation du projet de requalification des aménagements actuellement en cours de définition.

La délimitation de la zone protégée
Lorsque les aménagements de protection concernent un cône de déjections, l'emprise susceptible d'être touchée par une éventuelle rupture correspond, par définition même du cône de déjections, à l'ensemble de ce cône. Si ce cône est

urbanisé, une population conséquente est potentiellement touchée.

En cas de dysfonctionnement des ouvrages de protection, le scénario correspondant à une inondation de l'ensemble du cône de déjection peut être qualifié dans l'immense majorité des cas d'impossible pour les périodes de retour d'événements de dimensionnement des ouvrages. Par conséquent, en cas de rupture même généralisée, seule une fraction du cône sera touchée, et par conséquent seule une fraction de la population de ce cône sera exposée à un risque.

La définition du système de protection

Pour des événements rares, la zone protégée aménagée se comporte souvent d'une façon assez proche de la zone sans aménagements. En effet, le fonctionnement de ces ouvrages, souvent de tailles modestes (1 à 2 m, parfois plus en considérant le caractère perché du lit endigué) est non seulement conditionné par l'hydraulique, mais les phénomènes sédimentaires (charriage intense, laves torrentiels) et l'effet des embâcles peuvent être prépondérants.

Par conséquent, ces aménagements n'assurent souvent qu'une protection réelle limitée, et en cas d'événement hydrosédimentaire majeur, le fonctionnement de la zone aménagée sera proche de celui avant aménagement (divagation du torrent sur le cône). Les effets hydrauliques, notamment dus aux effets dynamiques des écoulements peuvent être ravageurs, mais les sur-risques liés aux endiguements sont souvent limités. Le classement, et donc les exigences réglementaires doivent prendre en compte ce constat, afin d'éviter d'imposer des mesures de gestion disproportionnées face aux enjeux.

A contrario, les endiguements de ces rivières à fort charriage associent également souvent des ouvrages amont de correction torrentielle, dont l'objectif est de limiter les apports sédimentaires en crue. En effet ces apports sont susceptibles d'avoir un impact fort sur la performance des endiguements, en limitant la section d'écoulement des ouvrages.

Quelle application ?

Les constats précédemment réalisés doivent faire pencher pour un classement administratif « raisonné » des aménagements de protection, en intégrant deux problématiques antagonistes :

- limiter le classement, et donc les exigences réglementaires, aux seuls ouvrages étant susceptibles de créer un sur-risque non négligeable pour les biens et les personnes ;

- intégrer dans le système de protection les ouvrages annexes qui ont une importance sur le transport sédimentaire.

Conclusion

Sans être exhaustif, et au travers d'exemples concrets, ce document a pour ambition de présenter quelques questions qui peuvent se poser dans le cadre de la définition du système de protection et de la zone protégée.

Ces deux notions réglementaires se sont construites progressivement, et des évolutions sont certainement à attendre prochainement. La déclinaison opérationnelle de ces notions repose tout d'abord sur un argumentaire technique, mais comme cela est illustré par la présentation de trois cas, la complexité des situations nécessitent souvent la réalisation de choix plus ou moins arbitraires. Au sein d'un contexte donné, la géométrie des entités est amenée à évoluer, au fil de l'évolution des connaissances ou de la perception des problématiques. Pour chacun des exemples, le processus de délimitation n'est pas arrivé à son terme. La production prochaine d'études de dangers s'accompagnera certainement de modifications des délimitations aujourd'hui réalisées.

Le système de protection et la zone protégée associée sont des notions récentes, mais qui se révèlent être de puissants outils conceptuels, permettant d'identifier des aménagements plus cohérents et donc a priori plus performants en terme de protection des biens et des personnes.

Références

[1] *Circulaire interministérielle du 17 août 1994 relative aux modalités de gestion des travaux contre les risques d'inondations,* NOR: INTB9400227C

[2] *Circulaire du MATE du 29 mai 1999 relative au recensement des digues de protection des lieux habités contre les inondations fluviales et maritime*s

[3] *Circulaire du 30 avril 2002 relative à la politique de l'Etat en matière de risques naturels prévisibles et de gestion des espaces situés derrière les digues de protection contre les inondations et les submersions marines*, NOR: ATEE0210198C

[4] *Circulaire du 6 août 2003 relative à l'organisation du contrôle des digues de protection contre les inondations fluviales intéressant la sécurité publique* NOR : DEVE0320290C

[5] *Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement*

[6] *Instruction du Gouvernement du 20 octobre 2011 relative aux ouvrages de protection contre les inondations et les submersions, à leurs enjeux de protection et à leur efficacité* NOR : DEVP1127131J

Réduction des risques de submersion marine et réglementation relative aux digues : une nécessaire évolution de la gouvernance sur un secteur du Cotentin

Coastal flood risk reduction and dikes regulations: a necessary evolution of governance in a sector of the Cotentin area

Arnaud de Bonviller[1], Clément Nalin[2], Manuel Sarraza[1]
[1]ISL Ingénierie, 25-27 rue Lenepveu, 49100 Angers, debonviller@isl.fr, [2] Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin, 17 rue de Cantepie, 50300 Les Veys, *cnalin@parc-cotentin-bessin.fr*

Résumé

Le Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin (PNRMCB) englobe une zone de littoral allant de Grandcamp-Maisy à Morsalines. En réponse à la demande de la Commission Locale de l'Eau (CLE) du SAGE DOUVE-TAUTE formulée fin 2008, le PNRMCB a accepté de porter la maîtrise d'ouvrage d'un diagnostic des ouvrages de défense contre la mer, lesquels consistent en :

- 21 km de perrés maçonnés et 14 km de cordons dunaires dans la partie maritime
- 45 km de digues en terre dans la partie fluvio-maritime (baie des Veys).

A partir de l'estimation du risque, de l'aléa et des enjeux, des priorités d'intervention ont été dégagées et trois scénarios comparés :

- Scénario 1 : ne rien faire, réparer au fur et à mesure des dégradations, poursuivre l'entretien courant,
- Scénario 2 : traiter les problèmes repérés lorsque le risque est fort, réparer au fur et à mesure des dégradations, poursuivre l'entretien courant sur les autres secteurs,
- Scénario 3 : traiter l'ensemble des digues d'aléa moyen et fort ou de risque fort.

L'analyse économique montre que des travaux de confortement sur l'ensemble du linéaire d'aléa moyen à fort (8 millions d'euros) ne peuvent se justifier que sur la base d'un coût de dommages agricoles aujourd'hui difficile à estimer et probablement faible au regard des investissements à engager. Il est mis en évidence une situation singulière : un grand linéaire d'ouvrages, des enjeux essentiellement agricoles difficilement évaluables, un morcellement des maîtres d'ouvrages aux capacités financières très limitées, un secteur potentiellement très concerné par une élévation du niveau de la mer. Il est nécessaire aujourd'hui d'organiser la maîtrise d'ouvrage. Les Communautés de Communes pourraient vraisemblablement jouer un rôle dans l'organisation future.

Comme dans d'autres régions littorales, cette situation met en évidence également le problème posé par le choix d'une stratégie basée sur « la protection à tous prix ». Un réalignement stratégique (dépoldérisation partielle) pourrait être envisagé ? Mais qui peut porter cette stratégie ? Est-ce au monde agricole seul qu'incombe de mener cette tâche et d'en subir les conséquences ?

Abstract

The « Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin » (PNRMCB) covers an area of coastline from Grandcamp-Maisy to Morsalines. In response to the request of the local Commission of Water (CLE) of the SAGE DOUVE-TAUTE formulated end of 2008, the PNRMCB agreed to carry on the management of a diagnosis of defenses against the sea, which consist in:

- 21 km of masonry riprap and 14 km of dune ridges in the marine part,
- 45 km of earth dike in the river-sea part (Bay of Veys).

From the risk, hazard and issues estimation, priorities for action were identified and three scenarios are compared:

- Scenario 1: repairing progressively as degradation occurs, carrying on routine maintenance,
- Scenario 2: addressing the identified problems when risk is high, repairing progressively as degradation occurs, carrying on routine maintenance on other sectors,
- Scenario 3: treating all the dikes of medium and high hazard or of high risk.

The economic analysis shows that reinforcement work on the whole linear of medium to high hazard (8 million euros) can

only be justified on the basis of cost of damage to agriculture that are today difficult to estimate and that probably don't equal the amounts involved.

An unusual situation is highlighted: a long linear of structures, issues mostly agricultural difficult to evaluate, fragmentation of owners with very limited financial capacities, an area potentially very concerned by a rise in sea level. It is now necessary to organize the project management. The role of the Communities of Communes (groups of municipality) has to be analyzed. As in other coastal areas, this situation also highlights the problem presented by the "protection at all costs" strategy. A strategic realignment (depolderisation) could be considered. But who can organize this strategy ? Is it the agricultural world that has to handle this question ?

Introduction

Le Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin (PNRMCB) englobe une zone de littoral allant de Grandcamp-Maisy à Morsalines. En réponse à la demande de la Commission Locale de l'Eau (CLE) du SAGE DOUVE-TAUTE formulée fin 2008, le PNRMCB a accepté de porter la maîtrise d'ouvrage d'un diagnostic des ouvrages de défense contre la mer, lesquels consistent en :

- 21 km de perrés maçonnés et 14 km de cordons dunaires dans la partie maritime
- 45 km de digues en terre dans la partie fluvio-maritime (baie des Veys).

Ce diagnostic avait pour objectif d'apprécier l'aléa de rupture des ouvrages, les enjeux concernés et le risque qui en résulte. En fonction du risque, des scénarios de confortement sont proposés. Cette étude intervient avant le classement des ouvrages relatif au décret de 2007.

Les protections existantes et leurs gestionnaires

Les Associations Syndicales Autorisées

Les protections du littoral existantes sont gérées pour partie par 14 Associations Syndicales Autorisées (ASA) et pour une autre partie, par des propriétaires privés (9 secteurs). Le conservatoire du Littoral détient un tronçon dans l'entrée de la baie des Veys (projet de dépoldérisation à l'étude).

Les ouvrages de protection

L'historique des ouvrages n'est, dans l'ensemble, que très partiellement connu. Sur la cote Est, la plupart des ouvrages de défense contre la mer datent du XIX^{ème} siècle. Les plans d'archives indiquent les techniques mises en œuvre en 1880.
Dans la baie des Veys, les digues se sont construites au fur et à mesure de la poldérisation. Les plus anciennes remontent au XIX^{ème} siècle, les plus récentes datent des années 1970. Les digues de marais ont permis de gagner des terrains sur la mer à destination de cultures (fourrages et maïs).

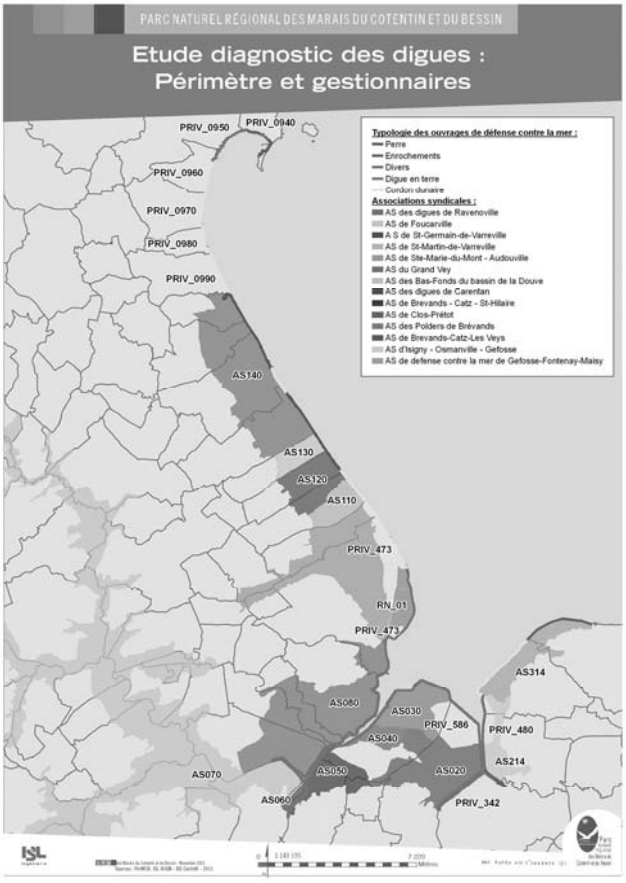


FIGURE 1: LOCALISATION ET GESTIONNAIRES

Les types de protection rencontrés sont les suivants :

- La digue de front de mer,
- Le cordon dunaire,
- La digue des marais.

La digue de front de mer (linéaire : 21 km) subit les sollicitations maritimes. Elle est composée de perrés maçonnés anciens, de quelques tronçons plus récents (béton) et de protections en enrochements.

La côte sableuse est composée de cordons dunaires littoraux (14 km). Le cordon dunaire est plus ou moins développé. Il peut présenter des avant dunes, des parties végétalisées ou des microfalaises en fonction de la saison et de la localisation.
Les digues de marais (45 km) sont en limons ou/et en sables. Elles sont en général protégées côté canal par des enrochements, peuvent présenter des risbermes côté terre et côté canal et un fossé de pied.

Des enjeux agricoles dans la baie des Veys, urbains en front de mer

Dans la baie des Veys, les enjeux sont principalement agricoles : les marais sont en grande majorité occupés par des herbages (présence de chevaux et de bovins), quelques parcelles cultivées sont à signaler notamment aux abords du canal d'Isigny. L'habitat y est diffus et essentiellement composé de corps de fermes. Plus à l'intérieur des terres, les agglomérations de Carentan et Isigny sont potentiellement submersibles.

Sur la côte Est, les enjeux sont agricoles dans les marais mais aussi liés à un bâti diffus. Les bourgs les plus anciens sont situés sur les coteaux, assez loin du rivage (Foucarville, St-Germain-de-Varreville, …). Le cordon dunaire entre Utah Beach et Foucarville protège des bâtiments (dont le musée d'Utah Beach) et les équipements liés à l'activité conchylicole. Au Nord, de Foucarville à Quinéville, le front de mer est beaucoup plus urbanisé. Le secteur de « Gougins » sur la commune de Saint-Marcouf est particulièrement sensible. Il s'agit cependant pour une partie de maisons secondaires. A l'Est de la baie des Veys, de Géfosse à Grandcamp Maisy, les activités conchylicoles dominent.

Une succession de brèches et une évolution des protections

Les digues les plus sollicitées sont celles soumises aux houles de Nord à Est. Ces digues connaissent régulièrement des dégradations superficielles des perrés (déjointoiements) et, plus rarement, des déstructurations plus graves (érosion interne, entrainement de blocs du perré pouvant causer des brèches (une brèche en 1996)). Ces digues sont également sujettes au franchissement par les paquets de mer qui peuvent atteindre des habitations dans plusieurs secteurs urbanisés du front de mer. La présence de cavités est avérée sur environ 10% du linéaire de perré. Des doutes subsistent sur le reste du linéaire.

En baie des Veys, les digues de front de mer sont exposées aux houles de Nord et Nord-Est. Les digues à l'intérieur des terres sont davantage protégées des houles mais sont soumises au batillage. C'est pourtant sur ce secteur qu'il est constaté les dégradations les plus importantes : tassements et glissements, minage de la digue par les terriers, piétinement des bovins,…



FIGURE 2: DIGUE DE FRONT DE MER

Sur l'ensemble du linéaire, des problèmes sur bon nombre d'ouvrages traversants ont pu être constatés.

L'analyse historique répertorie 14 évènements depuis 1909 ayant provoqué des brèches.

Les réponses aux désordres consécutifs à ces évènements diffèrent grandement selon la nature de la digue, les enjeux et les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Dans la baie des Veys, trois cas de figure ont été identifiés :

- Le plus souvent : les brèches sont colmatées par apport de matériaux (souvent de la terre des marais) soit directement dans la brèche, soit en formant une « demi-lune » en retrait de la levée,
- Dans les zones à enjeux particuliers (bâti), l'élévation de la crête est réalisée,
- Plus rarement, il est décidé le recul de la protection jusqu'à l'emplacement des digues de retraite souvent présentes (un seul cas connu).

Le long de la côte Est, les travaux d'entretien courants consistent principalement en le rejointoiement des perrés. Des travaux plus lourds peuvent être réalisés après tempête dans le cas d'arrachage de blocs du perré entrainant la perte de matériaux dans le corps de digue. Les travaux plus importants consistent dans le renforcement du perré, par exemple avec des enrochements (Foucarville à la fin des années 1970).

Estimation du risque

Définition

Le risque est défini comme le croisement entre l'aléa et l'enjeu. L'aléa de rupture prend en compte l'état de dégradation de l'ouvrage de protection et le niveau de sollicitation qui lui est appliqué (aléa dit « naturel » ou « théorique »).

Estimation de l'aléa « naturel »

L'aléa que l'on appelle naturel ou aléa théorique est calculé à partir des sollicitations maritimes et les conditions topographiques et géotechniques locales. Deux phénomènes sont considérés : les possibilités de submersion de la protection d'une part, l'ampleur des processus d'affouillement d'autre part. Chaque situation d'aléa (submersion et affouillement) est définie localement et lui est attribuée une note en fonction de son intensité.

Concernant les digues de front de mer, l'aléa repose sur le calcul du run-up pour l'événement centennal, dont les modalités diffèrent selon que l'on est en présence d'un cordon dunaire, un mur ou un ouvrage présentant un talus. La règle de décision repose sur le rapport entre la cote maximale atteinte par la vague (niveau statique + run-up) et la cote maximale de l'ouvrage (cote de la crête). Ce rapport est noté « Ru / Zc »). Les seuils d'aléa adoptés sont dans le Tableau 1.

TABLEAU 1: GRILLE D'ALÉA - SUBMERSION

Ru/Zc < 0.8	0 .8 < Ru/Zc < 1.2	Ru/Zc > 1.2
Aléa FAIBLE	Aléa MOYEN	Aléa FORT

Le run-up a été estimé par profils en fonction du type de protection et de l'incidence des houles à partir des formulations du guide EurOtop. La connaissance des volumes et débits entrants sur l'un des sites a permis de valider les ordres de grandeur calculés.

Dans le cas des ouvrages de protection, il est fait l'hypothèse que l'affouillement en pied d'ouvrage sera de l'ordre de grandeur de l'amplitude de la houle en pied d'ouvrage. En posant 'Zp' la cote du pied de l'ouvrage, 'Hs' le creux de houle et 'Zf' la cote des fondations, les principes ci-dessus sont traduits dans le Tableau 2.

Les ruptures historiques sont pour la plupart liées à des points bas de la digue. Le niveau de référence à prendre en compte doit intégrer le batillage et la dynamique de la marée. Le batillage est lié aux vents de secteur sud au secteur ouest qui peuvent avoir un effet local par le fetch.

L'aléa est défini comme suit :

- Cote supérieure à 4.50 IGN69 : faible
- Cote comprise entre 4.20 et 4.50 IGN69 : moyen
- Cote comprise entre 4 et 4.20 IGN69 : fort
- Cote inférieure à 4 IGN69 : très fort

L'élévation du niveau de la mer n'est pas pris en compte. Le programme BRANCH [2] estime une élévation de niveau statique entre 5 et 104 cm à l'horizon 2100 dépendante de l'hypothèse prise sur les émissions de gaz à effet de serre.

TABLEAU 2: GRILLE D'ALÉA - AFFOUILLEMENT

Zp-Hs- Zf > 0.5	0 > Zp-Hs-Zf > 0.5	Zp-Hs-Zf < 0
Alea FAIBLE	Alea MOYEN	Alea FORT

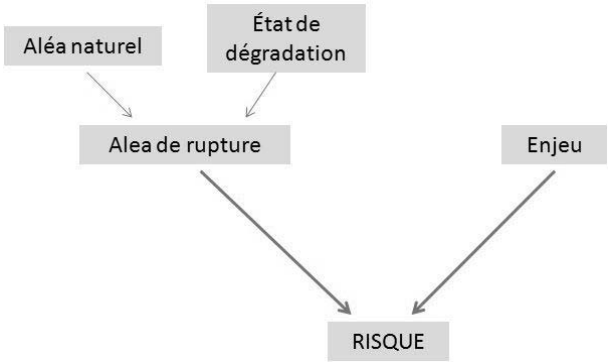


FIGURE 3: MÉTHODE D'ÉVALUATION DU RISQUE

Etat de dégradation des ouvrages

Les inspections ont conduit à identifier les éléments défavorables suivants :

- 10% de linéaire de protection en état de dégradation avancé,
- Un perré à une seule couche de pierre ; en cas de départ de l'une d'elle, le matériau support peut très vite être érodé et provoquer la rupture,
- Des défauts d'évacuation des eaux qui franchissent la digue de protection : absence de barbacanes en pied de parapet, orientation défavorable de la route, défaut de réseau d'évacuation en zone urbaine,
- La présence de cavités qui peut engendrer la rupture soudaine de l'ouvrage de front de mer,
- L'existence d'assez nombreux ouvrages traversant que ce soit en front de mer ou en zone de marais. Ces ouvrages traversant correspondent à des secteurs fragiles : discontinuités géométriques et possibilité d'écoulement préférentiel suivant la liaison ouvrage/digue avec risque d'érosion interne,
- Des protections en enrochements sur les secteurs en cordon dunaire provoquant des discontinuités dans le trait de côte et des érosions locales fortes à la jointure,
- De nombreux terriers dans les digues de marais,
- L'absence de protection du talus arrière des digues ce qui en cas de franchissement par les vagues peut engendrer des dommages provoquant rupture,
- De nombreux points bas sur le secteur des digues en terre.

Du point de vue de possibles érosions internes (départ de matériaux par le pied aval sous la pression de l'eau), le gradient moyen sous la digue (chute / longueur de la base) est de l'ordre de 0.15 à 0.2 au maximum ce qui reste faible.

Des ruptures sont observés dans ce contexte, mais avec des sables fins très uniformes seulement (source : Sellmeier, digues hollandaises). Dans notre cas, des situations défavorables sont identifiées : compactage médiocre des matériaux, présence de terriers profonds (cas rencontrés en de nombreux sites), ouvrages traversant la digue (nombreux dysfonctionnements constatés au droit de ces ouvrages).

Ceci conduit à ne pas considérer cet aléa au niveau théorique mais à bien prendre en compte les désordres de type terrier ou végétation arbustive sur les talus pour l'évaluation de l'état de dégradation de la digue et de considérer tout ouvrage traversant comme zone à aléa fort.

Enjeux

Pour l'évaluation des enjeux, sont considérées les populations exposées, ainsi que les dommages monétaires liés à l'inondation de zones bâties ou bâtiments industriels. Les populations exposées sont appréciées à partir des informations issues de la base de données MAJIC (élaborée par la Direction Générale des Impôts) ; parmi les informations attributaires des bâtiments figurent leur nombre de niveaux (i.e. d'étages), le nombre de logements.

C'est ainsi que :

- La population par ménage multipliée par le nombre de logements permet d'estimer la population par bâtiment,
- Le nombre de niveaux du bâtiment associé au délai de montée des eaux permet d'estimer la possibilité de refuge de cette population et donc le niveau d'exposition réelle.

Les textes relatifs au plan digue précisent que « les zones importantes de polders historiques feront l'objet d'une attention particulière en cas d'exposition de la sécurité des personnes.

En revanche, les zones agricoles protégées par des polders ne sont pas éligibles au plan digue ». Les enjeux agricoles, bien que pouvant représenter des montants de dommages importants, sont considérés ainsi comme étant des enjeux faibles. Par ailleurs, le lien entre inondation et sauvegarde du milieu naturel n'étant pas facile à établir, l'enjeu environnemental ne peut également être pris en considération.

Evaluation du risque

Le schéma de la Figure 5 résume la méthode d'évaluation de l'aléa de rupture et des enjeux.
Du point de vue de l'aléa de rupture, le linéaire se décompose ainsi :

- Aléa faible : 3%
- Aléa moyen : 70%
- Aléa fort : 27%

Le Tableau 3 est utilisée pour obtenir un risque. Cette grille repose sur le parti pris que l'enjeu détermine le risque de façon plus importante. Ainsi, un enjeu faible ne peut jamais conduire à un risque fort.

TABLEAU 3: GRILLE D'ÉVALUATION DU RISQUE

	Enjeux faibles	Enjeux moyens	Enjeux forts
Aléa faible	Risque faible	Risque faible	Risque faible
Aléa moyen	Risque faible	Risque moyen	Risque fort
Aléa fort	Risque moyen	Risque fort	Risque fort

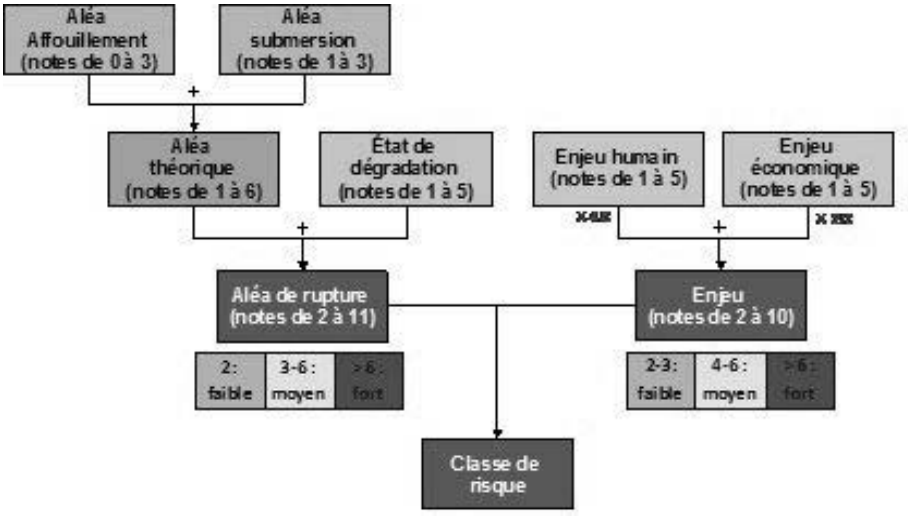


FIGURE 5: DÉTAIL DE LA NOTATION LIÉE À L'ESTIMATION DU RISQUE



FIGURE 6: CARTOGRAPHIE DU RISQUE

Scénarios de confortement

De nombreux scénarios pourraient être testés et leur choix est évidemment subjectif.

Trois scénarios ont été retenus :

- Scénario 1 : Ne rien faire, réparer au fur et à mesure des dégradations, poursuivre l'entretien courant,
- Scénario 2 : traiter l'ensemble des problèmes repérés lorsque le risque est fort, réparer au fur et à mesure des dégradations, poursuivre l'entretien courant sur les autres secteurs,
- Scénario 3 : traiter l'ensemble des digues d'aléa moyen et fort ou de risque fort.

Le scénario 1 revient à poursuivre les interventions actuelles et subir des dégâts lors de fortes tempêtes. Ces interventions actuelles concernent l'entretien de la végétation, la réfection des joints des perrés, des ouvrages d'évacuation des eaux des marais lorsqu'un affaissement est constaté.

Le scénario 2 traite l'ensemble des problèmes repérés lors des inspections dans les secteurs de risque fort. Il n'a pas de répercussion nette sur les charges d'exploitation mais conduit à un montant de dommage évité.

Le scénario 3 traite un linéaire supérieur de digues. Il peut réduire les charges liées aux dégradations.

Un ensemble de solutions répondant aux problèmes identifiés a fait l'objet d'une analyse comparative. Pour comparer les techniques entre elles, cinq critères ont été pris en compte : efficacité, impact sur l'environnement, mise en œuvre des travaux, coût d'investissement, coût d'exploitation.

Les interventions suivantes ont été retenues :

Pour les digues de front de mer :

- Les opérations de rejointoiement et traitement des fissures et des altérations du parapet et arrière digue,
- Le drainage des eaux vers la mer (tout en assurant une étanchéité de l'arrière digue),
- Le traitement des cavités.

Pour les cordons :

- Lorsque la dérive littorale est forte et engendre une diminution à long terme des stocks de sable et dès lors que les secteurs potentiellement impactés sont en aggradation, la pose d'épis en géocomposite,
- Les opérations de piégeage des sables lors des phases d'engraissement de la plage.

Pour les digues de marais :

- L'élargissement côté polder avec mise en œuvre d'un filtre drain,
- La remise à niveau de la crête avec reprise des désordres,
- La protection du talus arrière par géogrille,
- Le traitement des terriers,
- La pose de clôtures,
- Le traitement de la végétation.

Les scénarios 2 et 3 représentent des montants respectifs de travaux de 3.6 et 8 millions d'euros HT.

Quel scénario choisir ? le coût des opérations est il en rapport avec les enjeux ?

L'estimation des dommages

Pour aider au choix du scénario, il est courant de réaliser une analyse coût bénéfices. Cette analyse n'a pas été réalisée complètement. Seules des brèches dans les zones à risque fort et pour un événement centennal ont été simulées. Des hypothèses simplificatrices ont été retenues : rupture à la cote statique maximale, largeur de brèche de 30 à 100 mètres selon les sites, brèche instantanée avec cote au niveau du terrain naturel.

Le coût des dommages intègre le bâti, les activités agricoles et conchylicoles et les frais de réparations des ouvrages. Sur les 7 secteurs à risques, les coûts sont compris entre 150 000 et 2 500 000 euros.

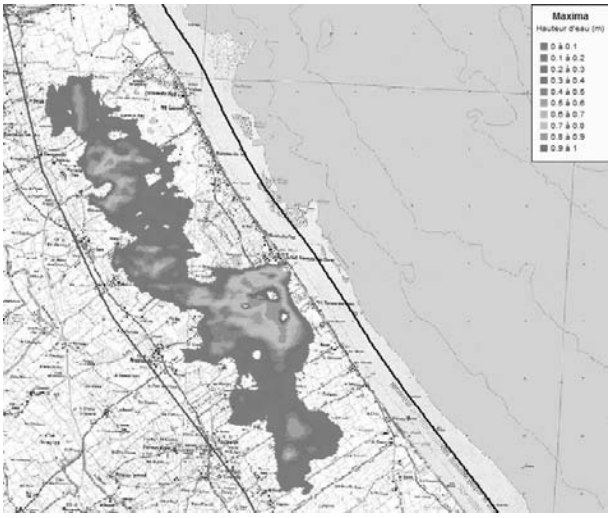


FIGURE 7: CARTOGRAPHIE DES HAUTEURS D'EAU LIÉES À UNE BRÈCHE – SECTEUR DE RAVENOVILLE

TABLEAU 4 : DÉTAIL DES DOMMAGES – SECTEUR DE RAVENOVILLE

Population exposée	Nombre de bâtiments exposés	**dommages biens**	Surface de terres agricoles exposées	**Coûts des dommages agricoles**
139	81	**975 k€**	1 650 ha	**570 k€**

L'estimation des dommages économiques montre que le dommage agricole avoisine dans bien des cas le dommage sur le bâti et que les frais de restauration des ouvrages après sinistre représentent 10 à 40% du coût total des dommages.

L'évaluation du dommage agricole en milieu fluvio-maritime est cependant difficile à mener. L'expérience de Xynthia a été valorisée [1] mais de fortes incertitudes subsistent. Sont prises en compte les pertes de récolte et les pertes de fonds. Dans notre secteur, contrairement à l'évaluation Xynthia, il a été fait l'hypothèse que le gypsage n'était pas nécessaire (l'épandage de gypse qui contribue au dessalement des terres représente la moitié du coût pour les prairies et près de trois quarts pour les grandes cultures (source : [1])).

Le comparatif coût du confortement/dommages

Seul, un comparatif entre le coût de survenance d'une brèche dans les zones à risque fort pour l'événement centennal et les dépenses de confortement a été mené.

Concernant les digues de marais, le coût des travaux avoisine les dommages urbains évités lors d'un événement centennal (400 000 euros) sans agir sur les frais d'exploitation (de l'ordre de 120 000 euros/an). En ne considérant que les dommages urbains, le scénario 2 est à privilégier. Le scénario 1 pourrait être envisagé si le risque pour les personnes était inexistant ce qui n'est pas le cas. Le scénario 3 (4000 k€) ne pourrait se justifier qu'au regard de dommages agricoles substantiels.

Concernant le front de mer, le scénario 2 paraît approprié puisque d'un montant de 1600 k€, il permet d'éviter des dommages estimés à 3200 k€. L'analyse générale cache cependant des disparités. Pour l'ASA de Ravenoville, le coût des dommages en cas de survenance de 4 brèches sur les 7 kilomètres de perrés est estimé à 1 550 k€. Le tableau ci-après en fournit le détail :

Le coût du scénario 2 est de 1 500 k€. Ramené à la population exposée, ce coût est important (plus de 10 000 euros par habitant exposé).

Et maintenant ?

La stratégie suivie jusqu'à maintenant par les ASA est-elle efficiente ?

Jusqu'à maintenant, les Association Syndicales réalisent un entretien minimal. Les charges d'exploitation peuvent être évalués à 10 euros HT par mètre linéaire de perré soit un montant de 150 000 euros HT auquel il faut ajouter 100 000 euros HT environ correspondant à l'entretien de la végétation sur l'ensemble des digues en terre. Un entretien/amélioration au droit des ouvrages traversants est également nécessaire (environ 25 ouvrages traversants à 1000 euros HT/an/ouvrage). En ajoutant l'entretien des cordons dunaires et enrochements, la charge se porte à environ 300 000 euros HT/an l'entretien de l'ensemble des défenses excepté les ouvrages privés.

Lors des tempêtes, un certain nombre de dégâts peuvent survenir. Il est difficile de chiffrer le montant moyen annuel résultant des dégâts aux ouvrages. D'après les enquêtes, les montants alloués aux réparations après Xynthia n'ont pas excédé 300 000 euros.

Pour une période de retour de 5 ans, la probabilité de survenance de dégâts est faible compte tenu des niveaux atteints. Pour indication, en considérant un montant pour un événement centennal de 300 000 euros, moitié moins pour un évènement décennal et une reprise complète des digues en terre pour des évènements très rares, le montant moyen annuel des dépenses de remise à niveau des ouvrages est de 50 000 euros environ.

Les charges les plus importantes concernent les digues de front de mer (la dépense concernant les digues et cordons en front de mer représente 75% du total).

D'un point de vue économique, la gestion actuelle (dépense de 5000 euros HT au kilomètre environ par an) pourrait donc être considérée comme faisant une utilisation parcimonieuse des deniers publics.

Elle prend implicitement le parti d'un objectif de protection

en rapport avec les enjeux (au-delà d'un événement de 20 à 30 ans de période de retour, les maîtres d'ouvrage acceptent le risque d'apparition d'une brèche) et consiste à profiter des désordres pour consolider les points faibles des ouvrages.

Il faut également souligner les actions de surveillance en cas d'événement majeur menées par les responsables des Associations Syndicales.
Cependant, dans certains secteurs, le risque encouru est-il bien apprécié ? :

- Dans les zones de marais, les opérations de sauvetage et de surveillance au cours de l'évènement ne peuvent elles engendrer des accidents ?,
- Le développement même mesuré de l'urbanisation a modifié la situation socio-économique initiale sur laquelle s'est basée la stratégie encore suivie actuellement. Le risque pour les biens et les personnes a augmenté.

La stratégie proposée par le scénario 2 est elle réglementairement adaptée ?

La réglementation actuelle impose au moins la classe C pour la plupart des digues (H>1 m et P>10). La circulaire du 16 avril 2010 relative aux études de dangers des digues propose une méthode d'évaluation des risques. Elle est très adaptée aux digues fluviales (référence à une crue, présence de déversoir,…) mais ne mentionne pas le cas particulier des digues fluvio-maritimes. L'étude de dangers ne juge pas de l'adéquation entre le niveau de protection que l'ouvrage apporte et les enjeux protégés. Le choix est laissé au gestionnaire de la digue. L'objectif de protection est à définir par le gestionnaire et de ce point de vue le scénario 2 peut être considéré comme acceptable.

La circulaire du 16 avril 2010 mentionne le cas des linéaires de digues qui relèvent de responsabilités multiples et émiettées ou bien encore relevant de personnes responsables dépourvues des moyens financiers, humains et techniques adéquats. Mais elle ne va pas plus loin dans l'analyse.

Les capacités techniques des ASA à suivre les procédures actuelles sont insuffisantes. L'écart entre leur mission historique et la réalité se fait aujourd'hui sentir. L'augmentation des responsabilités entre autres du fait du développement de l'urbanisation est durement ressentie par les Présidents de ces structures.

Comment mutualiser les coûts ?

En dehors des digues, les ASA ont à leur charge l'entretien des réseaux de drainage de leur territoire. Cette mission comprend le curage des fossés dans les marais et l'entretien des exutoires à la mer (tarets, gouttes, organes de manœuvre, clapets anti-retours,…). La faiblesse structurelle et financière des ASA, la faible participation des communes littorales aux charges, la prudence des bailleurs de fonds à subventionner le confortement d'un tel linéaire aux enjeux limités (en référence à l'échelle nationale), le coût des études réglementaires (qui est voisin du coût annuel d'exploitation) découragent aujourd'hui bon nombre de responsables d'ASA. La mutualisation des coûts paraît aujourd'hui un impératif mais par quel biais : transfert de charges vers les Communautés de Communes?

Conclusion

L'analyse du risque lié aux ouvrages de protection contre la mer sur le territoire du Parc Naturel Régional des Marais du Cotentin et du Bessin identifie des priorités d'interventions dont le coût est de 3.6 millions d'euros HT.

L'analyse économique montre que des travaux de confortement sur l'ensemble du linéaire (8 millions d'euros) ne peuvent se justifier que sur la base de coût de dommages agricoles. Pour estimer ces dommages, le retour d'expérience (Xynthia) a été valorisé mais de fortes incertitudes persistent. En tout état de cause, il est probable que le coût des dommages ne puisse seul justifier les investissements à engager.

Le secteur se caractérise par un grand linéaire d'ouvrages, des enjeux essentiellement agricoles (prairies), un morcellement des maîtres d'ouvrages aux capacités financières très limitées, un secteur potentiellement très concerné par une élévation du niveau de la mer [2].

Les ASA ne peuvent plus bénéficier directement d'aides de l'Etat et la Région s'étant désengagée, la question du financement des travaux et de leur portage se pose.
Une réorganisation de la maîtrise d'ouvrage est aujourd'hui à engager. Les Communautés de Communes pourraient jouer un rôle dans le futur.

Comme dans d'autres régions littorales, cette situation met en évidence également le problème posé par le choix d'une stratégie basée sur « la protection à tous prix ». Il pourrait être envisagé une stratégie de dépoldérisation partielle. Mais qui peut porter cette stratégie ? Est ce au monde agricole seul qu'incombe de mener cette tâche et d'en subir les conséquences ?

Références

[1] CGEDD/IGA/IGF/CGAAER (2010). Evaluation des dommages causés par la tempête Xynthia des 27 et 28 février 2010 à prendre en compte au titre du fonds de solidarité de l'Union Européenne.
[2] GRESARC (2007). Eude du milieu physique, topographie et cartographie de scenarios d'aléas côtiers.

Expérience d'un propriétaire-gestionnaire de digues de classe A : difficultés et perspectives

Managing dikes (A class) by the owner: problems and prospects

Magali Rougé[1], Jean-Luc Sirac[2], Akim Salmi[3]

[1] Conseil Général des Pyrénées Orientales, magali.rouge@cg66.fr
[2] Conseil Général des Pyrénées Orientales, jeanluc.sirac@cg66.fr
[3] ISL Ingénierie, salmi@isl.fr

Résumé

Le Conseil Général des Pyrénées-Orientales est propriétaire des 26 km des Digues de l'Agly Maritime, dont il a repris la gestion en 2007.
Pour assurer ces nouvelles missions et sécuriser à terme l'ouvrage dont l'état a été jugé insatisfaisant, il doit déployer d'importants moyens, qui sont toujours croissants.
Cependant, la collectivité rencontre de nombreuses difficultés (organisationnelles, techniques, juridiques, financières...) qui freinent la bonne mise en œuvre des opérations programmées.
Globalement, pour un gestionnaire de digues, qui engage directement sa responsabilité, les conditions visant à sécuriser son action et lui permettre d'avoir tous les moyens nécessaires à sa mise en œuvre ne sont aujourd'hui pas réunies ; ceci laisse à penser que les objectifs recherchés par l'État au travers de l'application du décret de 2007 ne pourront être atteints.
Un accompagnement réel des propriétaires et gestionnaires de digues doit être proposé ; des réponses doivent être apportées sur la gouvernance locale, la limite des responsabilités entre le gestionnaire et le propriétaire, les modalités de mise en œuvre de moyens globaux pour encadrer et accompagner le responsable, trop souvent livré à lui-même.

Abstract

The Departement of the Pyrénées-Orientales owns 26 km of dikes Agly Maritime, which it took over the management in 2007. To ensure these new missions and ultimately secure the structure which is in poor conditions, it must deploy significant resources, which are still growing.
However, the departement is facing many difficulties (organizational, technical, legal, financial) that prevents the effective implementation of planned operations.
Overall, the departement engaging directly its responsibility, cannot secure the conditions for its important action in that field ; this suggests that the objectives sought by the French State through the application of the decree of 2007 will not be achieved within a short term.
A real support in direction of the owners and managers must be proposed ; local governance should receive new answers, the limit of responsibility between the manager and the owner should be clarified, the modalities of implementation of the overall average to supervise and support the responsible too often left to himself. The official responsible, too often left to himself, should count on a structured organisation and real support, securing his actions.

Introduction

Le Conseil Général des Pyrénées-Orientales gère, depuis 2007, **26 km de digues de classe A**. Depuis cet héritage, la collectivité s'est organisée pour prendre en possession et connaître l'état général de son ouvrage. Il est proposé ici de présenter succinctement l'ensemble des opérations mises en œuvre pour gérer les digues de l'Agly, puis les difficultés rencontrées par la collectivité. Ensuite, des pistes de réflexions seront proposées pour tâcher d'améliorer l'encadrement et l'accompagnement des gestionnaires, aux responsabilités particulièrement lourdes à assumer.

Digues de l'Agly : historique et contexte

Le Conseil Général a construit dans les années 1970 des digues de protection contre les crues, sur le fleuve Agly dans sa partie maritime, pour protéger 7 communes des débordements réguliers du fleuve : 2 x 13 km de digues ont ainsi été érigés juste en amont de l'embouchure (DUP de 1968), sous maîtrise d'œuvre DDE. Un syndicat regroupant les 7 communes protégées (devenu depuis Syndicat Mixte de l'Agly Maritime) a ensuite été créé par arrêté préfectoral du 23/01/1984 (et sans qu'aucune convention n'existe entre le Conseil Général, propriétaire, et ce syndicat, nouveau gestionnaire...) pour « *maintenir en parfait état d'entretien le lit, les berges, les digues et les ouvrages de protection de la section de l'Agly recalibrée et endiguée* », ce qu'il a tenté de faire.

C'est en 2006-2007, suite au recensement mené par l'État, que le Conseil Général a été reconnu comme propriétaire des digues, qui ont d'abord été classées comme Intéressant la Sécurité Publique (le 08/06/2007), puis comme "**Digue de classe A**" par arrêté préfectoral du 15/06/2009. Ces digues, en remblai limoneux compacté, d'une hauteur moyenne de 3 mètres, **protègent jusqu'à 130 000 habitants en période estivale** (juin à septembre).

À cette date, étant donné :

- que le SMAM n'avait pas la volonté de poursuivre son action,

- les responsabilités en jeu pour le propriétaire,

- l'absence de lien juridique entre le SMAM et le Conseil Général,

ce dernier a décidé d'assurer directement la gestion des ouvrages, et de s'organiser pour se conformer à la nouvelle réglementation.

Le Conseil Général: un propriétaire/gestionnaire qui s'organise

Depuis 2009, le Département s'est organisé pour gérer des ouvrages qu'il ne connaissait pour ainsi dire pas.

Il a donc dû déployer de nombreux moyens (y compris recruter 2 chargés de missions qualifiés et 1 garde digue) et mettre en œuvre de nombreuses opérations :

- topographie des digues et de la plaine (180 000 € TTC) ;

- débroussaillage complet des digues envahies par la canne de Provence (200 000 € TTC, puis environ 120 000 €/an pour seulement 1/3 du linéaire) ;

- pose d'un système de repérage hectométrique en crête (48 000 € TTC);

- réalisation du Diagnostic Initial de Sûreté puis d'un Diagnostic Complet [1] (300 396 € TTC dont reconnaissances géotechniques 60 000 € TTC) aboutissant à la définition d'un programme global de sécurisation des digues à long terme (évalué à minimum 50 M € TTC);

- mise en œuvre d'un programme de travaux prioritaires de réparations des secteurs identifiés les plus à risques: 64 000 € TTC en 2010, 302 000 € TTC en 2011 puis programme envisagé sur 4 ans s'élevant à 2,16 M € TTC, pour lequel une labellisation Plan de Submersion Rapide a été obtenue en juillet 2012 ;

- lancement de l'Étude De Dangers (176 000 € TTC);

- archivage des documents nécessaires au Dossier d'Ouvrage ;

- rédaction des documents de gestion et de surveillance : consignes écrites en situation normale ou en crue, rapports de Visites Techniques Approfondies, Rapports de Surveillance Annuels… ;

- mise en œuvre d'opérations de gestion courante, dont battues administratives et campagnes de piégeages pour lutter contre blaireaux, lapins, ragondins dont la présence est particulièrement dommageable ; petites réparations, gestion des accès, surveillance courante…

L'évolution annuelle des coûts globaux affectés à la gestion des digues est présentée à la figure 1.



PHOTO 1 : DIGUE AVEC VOIE VERTE - VUE VERS L'AMONT



PHOTO 2 : SÉCURISATION DIGUE RG : TRAVAUX REALISES EN JUILLET 2012

A noter : le diagnostic complet achevé conclut que :

*** pour une crue centennale, la probabilité de rupture des digues de l'Agly est de l'ordre de 10^{-1} ;**

*** la probabilité annuelle de rupture est quant à elle de l'ordre de 10^{-2}.**

ce qui n'est pas acceptable.

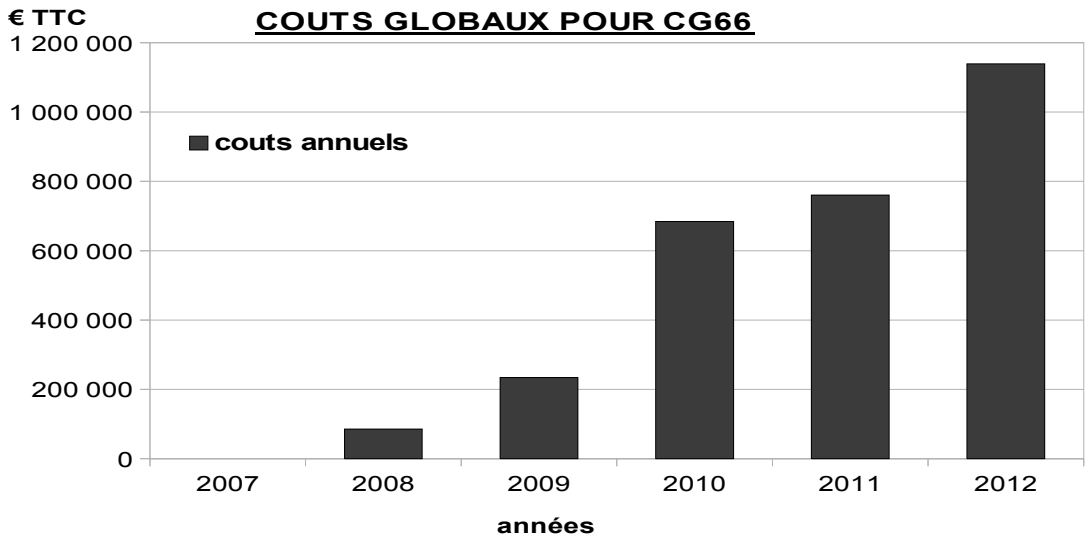


FIGURE 1 : ÉVOLUTION DES COÛTS GLOBAUX ANNUELS

En effet, on sait que :

- les digues ne sont pas conçues pour résister à un déversement et ne sont pas dotées de déversoirs de sécurité (ils étaient pourtant prévus dans le projet initial, mais n'ont pas été réalisés faute d'acceptation locale) ;

- la crue de 1999, proche du Q_{100} , a entraîné une dizaine de secteurs de surverse, générant des érosions importantes, et l'ouverture d'une brèche ayant notamment conduit à la destruction de la station d'épuration de Saint-Laurent de la Salanque ;

- les reconnaissances géotechniques ont mis en évidence l'hétérogénéité des matériaux constitutif du corps de digue, de nombreux passages grossiers (graves et blocs) et une proportion importante de matériaux à dominante sableuse (également en fondation) sensibles à l'érosion interne et externe ;

- la compacité et l'étanchéité des matériaux sont localement altérés : fontis, nombreux terriers, végétation arborée, affaissement de la crête ;

- de nombreux ouvrages traversants ont été réalisés sans dispositions techniques particulières susceptibles de limiter les risques d'érosion interne ;

- la cinétique rapide des crues de l'Agly (passage de 500 à 1500 m^3/s - débit débordant - en 2 à 3 h seulement en 1999) couplée à la difficulté d'accès à l'ouvrage en crue (inondation de la plaine par débordements en amont du couloir endigué, et de l'impluvium local) empêchent la mise en œuvre d'une surveillance en crête du linéaire de l'ouvrage et une rupture impromptue, sans mise en sécurité préalable des populations, est possible (présence proche de maisons et de nombreux campings...)

C'est pourquoi, pour un débit centennal, **les principaux aléas identifiés pouvant conduire à la rupture sont :**

- l'ouverture de brèche par surverse ou érosion interne (de l'ordre de 10^{-1})

- l'ouverture d'une brèche par érosion externe (de l'ordre de 10^{-2})

- l'ouverture d'une brèche par instabilité: de l'ordre de 10^{-3}

Pour les 2 rives, la **probabilité de rupture annuelle de l'ordre de 10^{-2}**.

En termes de gravité, la population exposée à la rupture des digues a été estimée par un comptage réalisé sur la base des cartographies de 8 ondes de rupture : elle comprend environ 22 000 personnes pour la population permanente et 18 000 pour la population estivale (camping). **Au total, environ 40 000 personnes sont exposées directement à la rupture des digues de l'Agly.**

Les enjeux derrière les ouvrages sont donc très importants, sans que le Conseil Général n'ait de moyens pour intervenir sur des mesures de réduction de vulnérabilité du territoire. Au contraire, les enjeux vont continuer de s'accroître sur la plaine concernée, toujours plus urbanisée.

De fait, pour diminuer le risque, le gestionnaire ne peut donc intervenir que sur l'aléa, en limitant la probabilité de rupture.

Ainsi, le programme global de sécurisation envisagé, qui consiste à déconstruire/reconstruire les digues en retrait d'environ 30 mètres, et à les équiper de déversoirs de sécurité de 1 km sur chaque rive, permettrait de **passer d'un**

risque de rupture jugé inacceptable (probabilité de rupture annuelle de l'ordre de 10^{-2}) **à un risque jugé tolérable** (probabilité de rupture annuelle de 10^{-4} à 10^{-5}). Le niveau de protection de l'ouvrage serait maintenu à l'identique (c'est-à-dire à un niveau légèrement inférieur au Q_{100}). En revanche, le niveau de danger serait supérieur à celui atteint par la crue millénale.

Cette opération devrait donc s'échelonner sur une dizaine d'années. Dans l'intervalle, des travaux sont bien sûr programmés (travaux prioritaires 2011-2015, labellisés PSR) pour augmenter le niveau de sûreté actuel de l'ouvrage.

Le Conseil Général, collectivité pourtant de taille importante, qui a tout de même déjà mobilisé beaucoup de moyens en 4-5 ans, rencontre cependant de nombreuses difficultés pour assumer pleinement ses tâches et répondre à ses obligations.

Les difficultés rencontrées

Les difficultés sont nombreuses et relèvent de différents domaines : financier, technique, administratif, réglementaire, ou organisationnel, ce qui complexifie d'autant les interventions :

On peut pointer ici les principaux problèmes rencontrés :

- une problématique forte sur les délais imposés par le décret de 2007 : les délais imposés par la réglementation, relayés par les Services de Contrôles sont, la plupart du temps, en inadéquation avec la réalité du terrain et le mode de fonctionnement et d'organisation des collectivités territoriales (ex : lourdeurs administratives des procédures, comme l'application du code des marchés publics, délais relatifs aux prises de décisions, marges de manœuvres financières et budgétaires de plus en plus contraintes...) ;
- une grande complexité technique : pour déchiffrer les attentes réglementaires, et les traduire en outils opérationnels ; pour mobiliser les compétences techniques nécessaires dans un domaine de compétences si particulier et encore globalement peu maîtrisé.

  On notera qu'il a été impossible pour le Conseil Général de s'adjoindre les compétences d'un assistant à maîtrise d'ouvrage, pour l'accompagner, faute de candidat.

- la difficulté d'appréhension par les élus locaux et la population de cette thématique technique complexe : le langage technique très particulier et les codes spécifiques ne participent pas à favoriser l'échange, pourtant primordial, en matière de gestion du risque à l'échelle d'un territoire fortement urbanisé et encore en croissance forte. Ceci freine considérablement l'avancée de l'action.

- la difficulté à mobiliser des moyens techniques, humains et surtout financiers :

*sur le budget de la collectivité, à l'heure où les budgets des collectivités locales s'amenuisent, et où les équilibres budgétaires sont compromis.
*auprès des financeurs, qui exigent des dossiers de plus en plus complexes pour justifier l'attribution de crédits qui se raréfient.

- une difficulté en lien avec la situation locale : le Conseil Général assume "seul" la gestion de digues dont la présence bénéficie directement à 7 communes ; ces dernières ne participent pourtant nullement à leur gestion. Il se trouve que le contexte local rend plus difficile les échanges et la concertation pourtant nécessaires. Cette situation est particulièrement pénalisante.

  Cela a donc conduit le Conseil Général à plaider en faveur du portage de la gestion des digues par les structures de gestion des bassins versants et non par des Départements; mais ceci à condition que des moyens et garanties soient alors apportés à ces EPCI, ce qui n'est pas encore le cas. Le bénéficiaire de l'ouvrage doit absolument participer directement à sa gestion et à son bon fonctionnement ;

- enfin, le désengagement fort de l'État, qui se positionne aujourd'hui uniquement au titre du Contrôle (certes nécessaire) et qui ne peut plus faire d'appui technique ni de conseil auprès des collectivités, souvent démunies.

Le Conseil Général : partenaire d'autres gestionnaires de digues

Le Conseil Général intervient aussi auprès de partenaires locaux en leur apportant un soutien technique (*ingénierie de projet, appui technique sur opération*) ou financier (*programme annuel de soutien à la gestion des cours d'eau et à la réduction du risque inondation).*
Ainsi, c'est à 2 titres qu'aujourd'hui, il accompagne les autres gestionnaires d'ouvrages :

- en faisant partager son expérience de gestionnaire (le Conseil Général gère aussi directement, en plus des digues de l'Agly, 2 barrages de classe A et 1 barrage de classe B-C) à d'autres structures locales compétentes : organisation de visites, échanges de documents, en particulier dossiers de consultation des entreprises, documents du Dossier d'Ouvrage (ex : consignes, trame de rapports de VTA, fiches de relevés de terrains, méthodologie...).
- en finançant des études ou travaux menés directement par ces EPCI (cadre par ex. d'un PAPI), qui, demain, auront des interventions sur les digues.

Dans ce cadre-là, et au regard du contexte national évolutif, il est permis de relever des nouveaux questionnements et problématiques :

- les structures de bassins, souvent des syndicats mixtes, sont pressenties pour être gestionnaires de digues, alors qu'elles n'en ont à ce jour aucunement les moyens (techniques, financiers, organisationnels...) ;

- le recensement des digues mené par l'État dans le département des Pyrénées-Orientales est majoritairement réalisé. Cependant, et malgré le questionnement spécifique des structures de bassins, l'information communiquée par les services correspondant aux propriétaires ou gestionnaires pressentis est insuffisante. Ainsi, les collectivités locales ou EPCI des Pyrénées-Orientales n'ont qu'une faible lisibilité et une capacité d'anticipation limitée sur les enjeux futurs, puisqu'elles n'ont aucune connaissance ni de l'état du parc de digues en place dans le département, ni des classements à venir, donc du niveau d'exigence futur attendu. On peut regretter cette position, non comprise localement ;

- le projet de modification du décret de 2007 sur les Ouvrages Hydrauliques ne fait pas consensus : les acteurs locaux, prenant part à la gestion des digues, souhaitent qu'un nouveau débat soit ouvert pour éviter certains écueils déjà recensés, notamment concernant la clarification de la limite de responsabilité entre le gestionnaire et le propriétaire, la mise en compatibilité de ce décret avec l'application de la Directive Cadre Inondation, l'incohérence soulevée du *"qui doit dire le risque ?"*. Ce rôle reste en effet de la responsabilité de l'État, et non du gestionnaire de digue :: c'est donc à l'État de définir par exemple *le niveau de protection de l'ouvrage* et *la zone protégée associée :* c'est un préalable pour arrêter un classement. Le projet de décret ne va pourtant pas en ce sens ;

- enfin, la question financière, au final cruciale, reste centrale et particulièrement inquiétante, quand on sait que demain, des millions d'euros seront nécessaires pour augmenter le niveau de sûreté des ouvrages particulièrement dégradés. Or :

* les Structures de bassins sont déjà engagées dans des programmes contractuels ou procédures de gestion divers (contrats de rivières, SAGE, PAPI, PGRE...) et ont déjà des difficultés à porter ces démarches : comment leur demander d'assumer de nouvelles responsabilités sans leur apporter de nouveaux moyens et garantir leur pérennité ?

* les Conseil Généraux et Régionaux éprouvent de grandes difficultés à maintenir des budgets en équilibre : comment dégager de nouveaux financements sur ces opérations d'accompagnement coûteuses ?

* l'État lui-même, au travers du Plan de Submersion Rapide a prévu un programme d'accompagnement : ces enveloppes seront-elles suffisantes alors que les dossiers vont se multiplier ?

Il paraît donc nécessaire que des réflexions globales, entre décideurs, chercheurs, acteurs locaux soient engagées pour trouver des réponses à tous ces questionnements et proposer un meilleur accompagnement global des gestionnaires d'ouvrages.

Pistes de travail collectif ?

- Une modification du décret de 2007 doit intervenir pour éclairer les nombreuses zones d'ombres et faire consensus national ; elle doit notamment repréciser les délais, clarifier les responsabilités propriétaires/gestionnaires, définir certains termes (niveau de protection, de sûreté, de danger…).

- L'État doit être un vrai partenaire des acteurs locaux, et non seulement un organe de contrôle. Il doit proposer des outils techniques, financiers et juridiques adéquats pour que les responsables locaux soient en bonne capacité d'assurer leurs rôles ; il doit informer davantage les acteurs locaux des risques, engager de nouvelles concertations locales pour la bonne prise en compte des enjeux à venir ; il est par ailleurs nécessaire de proposer une mise en cohérence et une simplification des outils existants (PPRi, PSR, DICRIM, PCS, PGRE...) avec ceux qui découleront de l'application de la Directive Cadre Inondation (PGRI, EPRI, TRI, Stratégies locales...).

- Les structures de Bassin doivent avoir de nouveaux moyens (juridiques, financiers et techniques) pour être en capacité de porter de nouvelles compétences, et assurer la gestion de digues. Une mutualisation locale des acteurs et partenaires est une voie incontournable pour dégager en partie ces nouveaux moyens, et responsabiliser les élus locaux des territoires protégés, dont l'urbanisation ne cesse de croître.

- Les procédures permettant de neutraliser une digue devraient être allégées : en effet, aujourd'hui, les études et procédures réglementaires demandées pour construire ou déconstruire un ouvrage sont identiques. Pourtant, il pourrait être envisagé de faciliter l'arasement d'ouvrages jugés dangereux ou inefficaces, et/ou d'ouvrages "sans existence réglementaire" (non autorisés) :

* lorsqu'un "levé de terre" existe, mais que celui-ci n'est pas une "digue" (pas de conception ad hoc, dans les règles de l'art, pour une rupture pouvant aggraver localement le risque) ;

* lorsqu'une "digue" existe, mais qu'elle ne protège plus ou peu d'enjeux (ex : parcelles agricoles) ;

* lorsque, parfois, les mesures nécessaires à la sécurisation de l'ouvrage sont disproportionnées ou que l'arasement permettrait un réel gain écologique.

- Une mutualisation des connaissances paraît incontournable : la création d'une plate-forme d'échange nationale, alimentée par les gestionnaires, les bureaux d'études compétents, les organismes de recherche... favorisant la mutualisation des connaissances et des procédures : ceci permettrait de gagner un temps précieux, et d'augmenter rapidement le niveau de compétences des gestionnaires, souvent seuls face à leurs responsabilités.

- Les organismes de recherche ont pleinement leur rôle à jouer pour apporter des solutions techniques à des problèmes rencontrés : *ex :* modalités de traitement de la canne de Provence, développement de techniques efficaces de débroussaillage, procédures réglementaires de lutte contre les animaux fouisseurs sur les ouvrages hydrauliques... Ces travaux de recherche doivent être facilement communiqués et présentées aux gestionnaires.

Conclusion

La gestion des digues devient un enjeu majeur pour les territoires locaux et les politiques publiques visant à prévenir et réduire le risque inondation.
Pourtant, aujourd'hui, toutes les conditions ne sont pas réunies pour permettre aux gestionnaires d'assurer pleinement toutes leurs responsabilités.

L'État a un rôle central et majeur à jouer pour fixer les objectifs nationaux, puis locaux mais aussi décliner les modalités opérationnelles en fonction des spécificités locales. (ex : considérer les particularités des cours d'eau à régime méditerranéen.)
Il doit donc en parallèle déployer les bons outils pour accompagner les maîtres d'ouvrages locaux et garantir l'atteinte de ces objectifs de sécurisation du parc de digues national.
L'organisation d'une gouvernance locale, compétente et opérationnelle est primordiale, sachant que le bénéficiaire direct de l'ouvrage de protection doit être positionné au centre même du dispositif.
Enfin, la mutualisation, l'échange et le partage des connaissances entre différents intervenants et acteurs paraît incontournable pour gagner en compétences, efficacité et efficience.

Références

[1] Conseil Général des Pyrénées-Orientales (2012). *Diagnostic de sûreté des digues de l'Agly Maritime*

Thème 2

Les digues au sein du système de protection contre les submersions, organisation des gestionnaires de digues, moyens humains et outils

Rapporteurs : M. Pinhas (AD Isère) et G. Rat (MEDDE-DGPR)

Plan de Gestion des Ouvrages en Période de Crues (P.G.O.P.C.) dans le Grand Delta du Rhône

Levees management plan during floods periods in the Rhône Delta

Jacques Guillot[1], Séverine Chardès[1], Jean-Pierre Gautier[1], Thibaut Mallet[1]

[1]SYMADREM - ARLES

Email : jacques.guillot@symadrem.fr, severine.chardes@symadrem.fr
Jean-pierre.gautier@symadrem.fr, thibaut.mallet@symadrem.fr

Résumé

La gestion des ouvrages de protection contre les crues est réglementée par plusieurs textes :

- Le décret n°2005-1157 du 13 septembre 2005 pris en application de la loi du 13 août 2004 de modernisation de la sécurité civile
- Le décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques
- L'article L2212-2 du Code Général des Collectivités Territoriales qui attribue au Maire le soin de « prévenir, par des précautions convenables, et de faire cesser, par la distribution des secours nécessaires…. les inondations, les ruptures de digues…. »

C'est dans ce contexte que le Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM) responsable d'un parc de 210 km de digues fluviales a établi un plan de gestion de ces ouvrages en période de crues (PGOPC), qui repose sur la surveillance linéaire des ouvrages effectuée sous l'autorité fonctionnelle du SYMADREM, par des équipes de surveillants appartenant aux communes riveraines du Rhône, membres du SYMADREM.

La présente communication se propose de décrire l'organisation mise en place. Les entités et les acteurs composant le PGOPC sont présentés. Les différents états d'alerte et l'organisation correspondante sont décrits, ainsi que l'organisation mise en place pour le traitement des désordres et des brèches. La transmission de l'information, les outils mis en œuvre ainsi que les améliorations en cours sont également évoquées.

Abstract

Levees monitoring during floods is regulated by several texts:

- Decree n ° 2005-1157 of September 13th, 2005 made under the Act of August 13th, 2004 on the modernization of civil security
- Decree n ° 2007-1735 of December 11th, 2007 on the safety of hydraulic structures
- Article L2212-2 of the General Code of Local Authorities which state the Mayor to care "to prevent by suitable precautions, and stop, by the distribution of relief needed floods, levees breaches .... '

It is in this context that the SYMADREM, responsible for a park of 210 km of river levees, established a management plan of these works, in period of floods (PGOPC), which rests on the linear surveillance of the works, made, under the functional authority of the SYMADREM, by teams of supervisors belonging to the waterside municipalities of the Rhone, members of the SYMADREM.

This paper aims to describe the organization set up. Entities and actors are presented. The different thresholds of alert and the corresponding organization are described. Organizations for the treatment of disorders and levees failures are presented. Transmission of information, tools implemented and ongoing improvements are also discussed.

Contexte

Les ouvrages de protection contre les crues du Rhône exploités par le SYMADREM sont des ouvrages de type linéaire.

Ces ouvrages ont été construits après les grandes crues de 1840 et 1856, en lieu et place d'autres ouvrages encore plus anciens, dont certains remontent au XII^{ème} siècle.

Dès l'origine, le choix a été opéré de construire au droit des zones urbaines des ouvrages de protection en maçonnerie, tandis qu'en zone rurale les digues étaient construites en terre, par prélèvement de matériaux sur place.

Du fait de leur mode de réalisation (compactage avec des dames de 15 kg, notamment) et de leur composition très hétérogène (alternance limons/sables), les digues sont fortement exposées au risque de brèche, dès les premières sollicitations par le fleuve. La probabilité d'apparition de désordres et formation de brèches s'amplifie avec l'augmentation du débit et la durée de la crue. Cette probabilité demeure à la décrue, jusqu'au ressuyage complet du corps de digue.

Les crues de 1993, 1994, 2002 et 2003 ont montré que les digues pouvaient céder bien avant que l'eau n'atteigne la crête.

Objectifs du PGOPC

Dans ce contexte, en période de crues, tout désordre qui n'est pas détecté rapidement et le cas échéant, traité immédiatement, peut s'aggraver rapidement et entraîner la rupture de l'ouvrage.

Il est donc essentiel de mettre en place une surveillance linéaire des ouvrages, dans le but de détecter les désordres engendrés par la crue, dès leur origine, de les traiter immédiatement, si cela ne peut attendre la décrue et le ressuyage des ouvrages. Ces principes ont été mis en œuvre sur le territoire de la commune d'Arles, dès 1995.

Dès sa création en 1999, le SYMADREM a repris à son compte cette organisation.

Au cours des crues importantes de septembre 2002, novembre 2002 et décembre 2003, cette organisation a permis le traitement de plusieurs départs de brèches (22 lors de la crue centennale de décembre 2003) et d'éviter ainsi l'inondation des zones protégées par les ouvrages du SYMADREM.

Lors de l'extension du périmètre du SYMADREM en 2005, cette organisation a été étendue aux ouvrages de protection contre les crues situés en rive droite du Rhône.

Ouvrages et classement

Les ouvrages de protection contre les crues du Rhône exploités par le SYMADREM sont compris entre Beaucaire/Tarascon, au nord et la mer Méditerranée, au sud. Ils représentent un linéaire de 210 km de digues et d'ouvrages en maçonneries.

Les ouvrages exploités par le SYMADREM relèvent des classes A et B en application de l'article R 214-113 du code de l'environnement.

Organisation et consignes

Hors période de crue, l'exploitation des ouvrages est régie par le Règlement d'Exploitation des Ouvrages (R.E.O.).

Sont issues du PGOPC et du REO l'organisation de l'exploitation des ouvrages en toutes circonstances ainsi que les consignes de surveillance, prévues par l'article R 214-122 et par l'arrêté du 29 février 2008.

Principes de mise en œuvre du PGOPC

Le PGOPC est un dispositif gradué de surveillance des ouvrages.

En fonction du débit du Rhône mesuré ou prévu à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon, des procédures sont définies afin de surveiller les digues et intervenir en cas de nécessité.

Dès que les ouvrages sont sollicités par le fleuve en crue, le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) est constitué, et la surveillance linéaire de ces ouvrages assurée par des équipes de surveillance est mise en place.

L'organisation de la surveillance est fonction de la géométrie, de la configuration des ouvrages et des états d'alerte. Pour ce faire, tous les ouvrages n'étant pas sollicités en même temps par le fleuve, les ouvrages ont été répartis en 3 groupes.

Dès qu'un désordre est détecté par une équipe de surveillance, une évaluation de la gravité du désordre est effectuée par le SYMADREM qui décide, le cas échéant, de passer commande à l'entreprise d'interventions d'urgence aux fins d'exécuter les travaux nécessaires au traitement du désordre.

Direction et entités du PGOPC

Le PGOPC est placé sous la direction du Directeur des Opérations (DO) qui est le Président du SYMADREM en exercice ou par son représentant, le vice-président.

Le PGOPC est composé de trois entités distinctes dont les actions sont coordonnées entre elles, à savoir.

- ✓ Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) qui assure la direction fonctionnelle de la surveillance des ouvrages et des interventions d'urgence
- ✓ La surveillance des ouvrages assurée par l'ensemble des équipes de surveillance supervisées par les Gardes Digues du SYMADREM.
- ✓ L'exécution de travaux d'interventions d'urgence, assurée par un groupement d'entreprises de travaux publics

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO)

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) est placé sous l'autorité du Directeur du Poste de Commandement (DPC), qui est le Directeur Général (DG) du SYMADREM.

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) assure toutes les fonctions nécessaires à la direction opérationnelle du PGOPC, à savoir :

- ✓ Vigilance et prévision de crue et transmission des informations
- ✓ Liaisons avec les équipes de surveillance et avec les Mairies des communes riveraines du Rhône, membres du SYMADREM
- ✓ Direction des travaux d'entretien et des interventions d'urgence

Toutes ces fonctions sont assurées par divers postes de travail et coordonnées par le Directeur Technique Adjoint (DTA) du SYMADREM.

Vigilance et prévision de crue

La prévision et la transmission de l'information relative au fleuve Rhône et à ses affluents, sont assurées par le Service de Prévision des Crues du Grand Delta (SPC GD).

Afin d'anticiper la crue, une veille a été mise en place par le SYMADREM.

- ✓ Hors période de crue, un relevé des débits des diverses stations hydrométriques du Rhône et de ses affluents est opéré par le SYMADREM chaque jour ouvré à partir du site de prévision de crues Vigicrues.
- ✓ En période de crue, une consultation du site Vigicrues est effectuée par le Correspondant Prévision de Crue (CPC) du PCSO, avec des fréquences qui sont fonction de l'évolution de la crue, qui sont d'une consultation par jour ouvré jusqu'à des consultations régulières, toutes les 2h, 24h/24 ou h24 et 7j/7.
- ✓ En outre, et pour faire face à l'impossibilité d'accéder au site Vigicrues, le Correspondant Prévision de Crue (CPC) consulte d'autres sites et effectue également sa propre prévision de crue à l'aide d'un outil sommaire de prévision de crue, basé sur les données en temps réel des stations hydrométriques du Rhône et de ses affluents.
- ✓ Dans le cadre de la vigilance, il relève également les informations relatives à l'état des routes auprès du Centre Régional d'Information et de Coordination Routière (CRICR).
- ✓ Les informations sur les conditions de circulation et l'état des voies communales et chemins ruraux aux abords des ouvrages de protection sont recueillies par le Correspondant Prévision de Crues (CPC) auprès des Gardes Digues du SYMADREM et/ou des communes.

Surveillance linéaire des ouvrages par des équipes de surveillance

La surveillance linéaire des ouvrages est assurée par des équipes de surveillance qui sont sous le commandement du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO). Les équipes sont composées d'agents communaux et de citoyens volontaires. Il y a 44 équipes sur l'ensemble du linéaire qui se répartissent sur différents secteurs de surveillance dont la longueur varie de 3 km à 7 km environ.

Ces équipes de surveillance sont dotées du matériel nécessaire à la surveillance et à la sécurité, notamment des mobiles GSM ou radio pour les liaisons avec le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO), des gilets de sauvetage, des lampes portatives, la carte du secteur et les consignes de surveillance.



FIGURE 1 : EQUIPE DE SURVEILLANCE PENDANT UN EXERCICE DE SIMULATION

Entreprises de Travaux Publics d'interventions d'urgence

Un marché à bons de commande est passé entre le SYMADREM et des entreprises de travaux publics pour l'exécution des travaux d'intervention d'urgence. Si des travaux doivent être exécutés ce sont les maires de communes riveraines du Rhône qui prennent un arrêté de réquisition des entreprises.

Etats d'alerte

Du fait de l'obligation de surveiller les ouvrages de protection, lorsqu'ils sont sollicités par le fleuve, plusieurs niveaux de mobilisation des énergies et des agents ont été instaurés, au fur et à mesure du développement de la crue.

Cinq états d'alerte ont été définis, pour une mise en œuvre graduelle de la surveillance des ouvrages.

A chaque état d'alerte, correspond un seuil de débit du Rhône mesuré ou prévu à la station hydrométrique de Beaucaire/Tarascon en tête du Delta. Ces seuils ont été fixés en fonction de la configuration des ouvrages, de leur aptitude à résister aux crues du Rhône et en cohérence avec le Règlement de surveillance de prévision et de transmission de l'information sur les crues du SPC GD.

Déclenchement des états d'alerte

Le déclenchement de la pré-alerte et de l'alerte 1 intervient lorsque le débit du seuil correspondant est atteint.

Le déclenchement des états d'alerte 2, 3 et 4 est fonction de la prévision de débit.

Le déclenchement des états d'alerte et de fin d'états d'alerte est effectué par le Directeur du Poste de Commandement (DPC).

Surveillance des ouvrages en pré-alerte et alerte 1

En pré-alerte et en alerte 1, excepté au droit de points particuliers, notamment en l'absence de ségonal (espace compris entre la rive du fleuve et la digue), le fleuve n'atteint pas le pied des ouvrages.

Dans ce contexte, la surveillance des ouvrages et des points particuliers de ces derniers, est assurée par les Gardes Digues du SYMADREM, chacun sur leur secteur d'exploitation.

La surveillance en pré-alerte et en alerte 1 est dirigée par le Directeur technique (DT) du SYMADREM.

En cas de détection de désordres par les Gardes Digues, l'exécution du traitement de ceux-ci est supervisée par le Directeur technique (DT) et placée sous la direction du Responsable des Travaux (RT) du SYMADREM.

Dès le déclenchement de l'état d'alerte 1 ; les Gardes Digues informent les propriétaires des ouvrages hydrauliques traversants, du développement de la crue et leur demandent d'effectuer la fermeture de ces ouvrages et ils doivent ouvrir les barrières de fermeture des accès aux ouvrages.

Surveillance des ouvrages en alerte 2 et alerte 3

A partir de l'alerte 2, les eaux du Rhône atteignent le pied des ouvrages et la surveillance linéaire est activée.

La surveillance linéaire des ouvrages est assurée par des équipes de surveillance composées au minimum de deux agents ou volontaires communaux qui cheminent à pied sur les ouvrages et examinent attentivement ces derniers.

Confier l'exécution de la surveillance linéaire des ouvrages aux communes riveraines du Rhône et membres du SYMADREM, répond à un double objectif :

- ✓ pour le SYMADREM, bénéficier d'importants moyens humains supplémentaires,

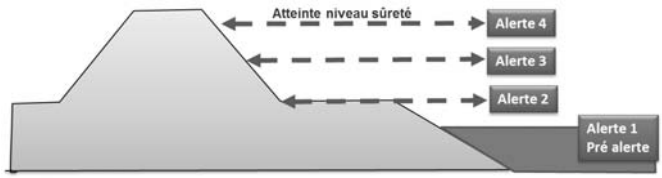


FIGURE 2 : DÉCLENCHEMENT DES DIFFÉRENTS ÉTATS D'ALERTE

- ✓ pour les Maires des communes, remplir leurs obligations de police municipale relative à la prévention des inondations (article L.2212-2 du Code Général des Collectivités Territoriales).

Dans chacune des communes, dont sont issues les équipes de surveillance, un poste de Correspondant Communal (CC) est prévu pour assurer la gestion des équipes de surveillance. C'est lui qui est en liaison avec le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO).

Sur les ouvrages, les équipes de surveillance linéaire sont supervisées par les Gardes Digues. Elles sont en liaison avec le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) par GSM et partiellement par réseau radio

Direction de la surveillance

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) assure la direction de la surveillance linéaire des ouvrages.

Pour ce faire, trois postes du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) sont en liaison avec les équipes de surveillance : les postes de Correspondants Equipes (CE 1, CE 2, CE 3).

Le Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) et la surveillance linéaire des ouvrages sont activés et arrêtés par le Directeur du Poste de Commandement (DPC).

Durée de la surveillance

La surveillance des ouvrages est diurne en alerte 2, de 9h00 à 17h00 ou h8 sur les ouvrages.

La surveillance des ouvrages est diurne et nocturne en alerte 3, 24h/24 ou h24.

La durée de vacation des équipes de surveillance est fixée par les Maires des communes concernées. La relève des équipes de surveillance est opérée en mairie ou tout autre local prévu à cet effet et ne peut excéder une heure.

Alerte 4

A partir de l'alerte 4, les eaux du Rhône atteignent le niveau de sûreté des tronçons d'ouvrages concernés.

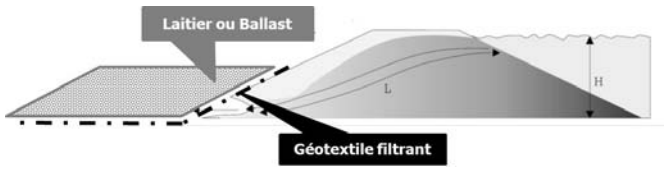


FIGURE 3 : PRINCIPE D'INTERVENTION EN CAS D'INFILTRATION D'EAUX BOUEUSES

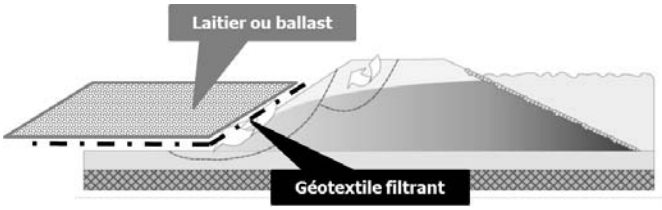


FIGURE 4 : PRINCIPE D'INTERVENTION EN CAS DE GLISSEMENT

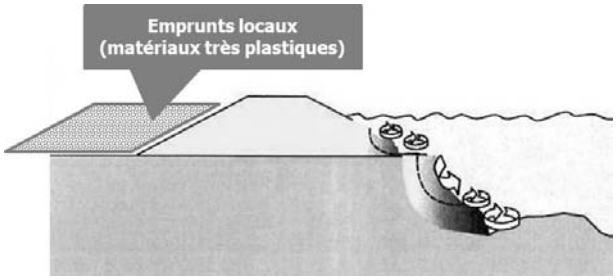


FIGURE 5 : PRINCIPE D'INTERVENTION EN CAS D'ÉROSION DE TALUS OU D'AFFOUILLEMENT

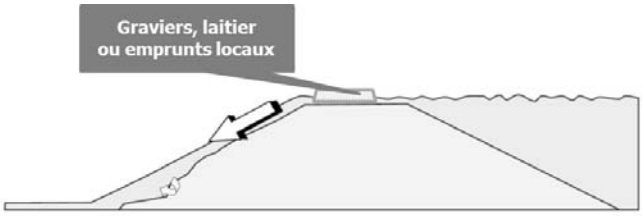


FIGURE 6 : PRINCIPE D'INTERVENTION EN CAS DE SURVERSE LOCALISÉ

Afin de ne pas mettre en danger les équipes de surveillance, celles ci sont retirées des tronçons d'ouvrages pour lesquels le niveau de sûreté est atteint.

Le retrait des équipes de surveillance linéaire est prononcé par le Directeur du Poste de Commandement (DPC).

Interruption de la surveillance

Outre l'interruption de la surveillance linéaire, en alerte 4, lorsqu'il y a suspicion de mise en danger d'autrui, la surveillance des ouvrages par les équipes ou par les gardes digues peut être interrompue momentanément ou définitivement par le Directeur du Poste de Commandement (DPC).

Sur les secteurs ou les groupes d'ouvrages pour lesquels la surveillance linéaire a été interrompue, les Gardes Digues surveillent uniquement les points faibles et les désordres signalés.

Des moyens héliportés sont alors demandés par le Directeur du Poste de Commandement (DPC) à l'Etat Major Inter Zones (EMIZ) de défense, afin d'examiner les tronçons d'ouvrages pour lesquels la surveillance linéaire a été interrompue.

Tous les agents et, ou volontaires, du SYMADREM et des communes dont sont issues les équipes de surveillance, peuvent se mettre en retrait lorsque ceux-ci estiment être en danger.

Détection et traitement d'un désordre

Lorsqu'une équipe de surveillance détecte un désordre, elle prend contact avec le Correspondant Equipe (CE) du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) dont elle relève et donne toutes les indications utiles permettant de situer et caractériser le désordre.

Le Correspondant Equipe (CE) demande alors au Garde Digues correspondant de se rendre sur le lieu du désordre signalé, afin de donner des précisions supplémentaires et examiner s'il y a nécessité ou non d'effectuer une intervention d'urgence.

Lorsqu'une intervention d'urgence est demandée par le Garde Digues, le Directeur technique (DT) et l'entrepreneur d'interventions d'urgence se rendent sur le lieu du désordre afin d'examiner et commander les travaux d'urgence à effectuer. Le chantier d'intervention d'urgence est visité régulièrement par le Garde Digues.

L'exécution du traitement des désordres est placée sous la direction du Directeur technique (DT) du SYMADREM.

Principes d'interventions d'urgence en période de crues

Les travaux d'urgence ne doivent pas être comparés avec des travaux d'entretien ou des travaux de renforcement. Les interventions sont opérées le plus souvent en période de pluie. Ces travaux ne sont pas destinés à être permanents et doivent faire l'objet d'un diagnostic post-crue.

Les principes généraux d'intervention d'urgence sont :

- ✓ L'utilisation des techniques classiques de terrassement car elles sont maîtrisées par le SYMADREM ;
- ✓ L'utilisation de matériaux pulvérulents pour permettre une mise en œuvre en période de pluies ou de matériaux très plastiques en cas d'utilisation d'argile ;
- ✓ Les interventions du côté zone protégée sont préférées aux interventions côté fleuve ;
- ✓ L'utilisation de matériaux d'apport (laitier, ballast, enrochements) disposés sur des aires de stockage localisées à proximité des digues ;

En cas d'infiltration d'eaux boueuses traduisant l'érosion interne du remblai, la technique d'intervention consiste à poser un géotextile filtrant destiné à empêcher le départ des matériaux fins. Un massif drainant constitué de laitier ou de

ballast permet de protéger le filtre et drainer les eaux d'infiltration.

Il est à noter que les infiltrations d'eaux claires font l'objet d'une surveillance régulière.

En cas de glissement du talus côté zone protégée, la technique d'intervention est identique. Un massif drainant posé sur un géotextile filtrant permet de stabiliser le talus aval.

En cas d'érosion du talus côté fleuve ou affouillement présumé en pied de talus, un engraissement de la digue côté zone protégée est opéré.
En cas de surverse localisée, un remblai est réalisé en crête de digue pour contenir les déversements. Les surverses générales ne sont pas traitées, compte tenu de leur impact éventuel en rive opposée ou en aval.

Brèche et rupture d'ouvrage

Lorsqu'une brèche ou une rupture d'ouvrage est constatée par une équipe ou un Garde Digues, le Directeur du Poste de Commandement (DPC) ordonne le retrait des équipes de surveillance des secteurs proches et le retour à leur lieu de départ. Des moyens héliportés sont demandés par le Directeur du Poste de Commandement (DPC) à l' l'Etat Major Inter Zones (EMIZ) de défense afin d'examiner la brèche ou rupture de digue.

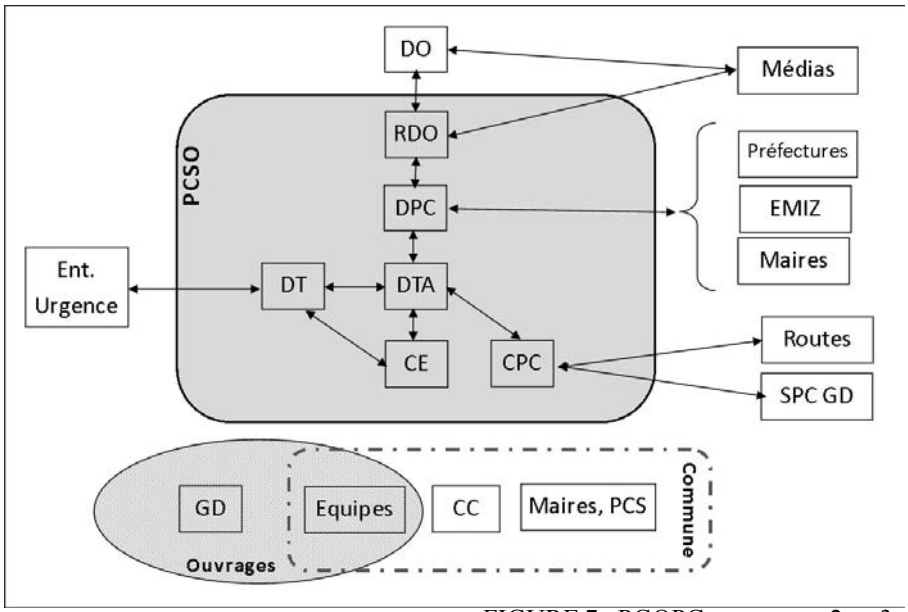
Le Directeur technique (DT) se rend sur la brèche ou rupture de digue par tout moyen, y compris héliporté, afin d'examiner les dispositions à prendre pour lancer le colmatage de celle-ci.

Une direction spécialement chargée du colmatage de cette brèche ou rupture d'ouvrage, est mise en place au sein du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO).

F**ermeture des ouvrages hydrauliques traversants**

Les canalisations et ouvrages gravitaires à usage d'irrigation ou de drainage, implantés dans les ouvrages exploités par le SYMADREM, appartiennent à des propriétaires riverains, à des associations syndicales autorisées ou constituées d'office. Ces ouvrages hydrauliques doivent être équipées d'organes de fermetures, de type martelière ou vanne.

Les canalisations franchissant en siphon inversé les ouvrages exploités par le SYMADREM et dont la partie la plus haute est située au-dessus de la côte de la crue millénaire (Q 1000) additionnée d'une revanche de 0.50 m, sont dispensées de ces organes de fermeture. L**orsqu**'**un ouvrage hydraulique traversant qui n'a pas été fermé par son propriétaire et dans le cas** où **celui-ci présente un danger, le SYMADREM procède à l'obturation de l'ouvrage hydraulique traversant, dans le cadre d'une intervention d'urgence**.



DO : Directeur des Opérations

RDO : Représentant du Directeur des Opérations (RDO)

DPC : Directeur du Poste de Commandement

DTA : Directeur Technique Adjoint

DT: Directeur Technique

CE: Correspondant Equipes

CPC : Correspondant Prévision de Crue

GD: Garde-digues

CC: Correspondant Communal

FIGURE 7 : PGOPC EN ALERTE 2 ET 3

Batardeaux et portes

Les batardeaux et portes sont des organes amovibles d'obturation d'ouvertures aménagées dans les ouvrages de protection en maçonnerie exploités par le SYMADREM.

Ces ouvertures ont été créées dans le temps, afin de permettre la circulation automobile et, ou piétonne, au travers des ouvrages en maçonnerie.

Les gestionnaires de ces voies de circulation assurent la manœuvre des batardeaux et portes de fermetures selon les consignes inscrites dans leurs PCS ou autres documents.

Transmission de l'information

L'information nécessaire et relative à la gestion des ouvrages, au cours d'une crue est graduelle et transmise oralement ou par écrit (sur support électronique et, ou support papier).

Le support électronique est transmis avec demande d'accusé de réception et de confirmation de lecture.

Si la confirmation de lecture n'est pas renvoyée, un contrôle pour vérifier la bonne réception de l'information par le destinataire est effectué.

L'information nécessaire et relative à la gestion des ouvrages, au cours d'une crue, est interne et externe au SYMADREM. Elle est directement validée par le Directeur du Poste de Commandement (DPC) ou elle provient de documents écrits validés par lui. L'information en direction des médias, portée par le Directeur des Opérations (DO) ou le Représentant du Directeur des Opérations (RDO), est également prévue.

Les destinataires de l'information, selon la graduation de la transmission prévue pour celle-ci, sont les suivants :

- ✓ Le Directeur des Opérations (DO) et le Représentant du Directeur des Opérations (RDO),
- ✓ Les agents du SYMADREM,
- ✓ Les agents du SYMADREM aux postes de travail du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO),
- ✓ Les Maires des communes de la zone protégée concernées (Correspondant Communal, direction du Plan Communal de Sauvegarde),
- ✓ Les Préfectures du Gard et des Bouches du Rhône et la Sous Préfecture d'Arles (lorsque le destinataire est la Préfecture des Bouches du Rhône, la Sous Préfecture d'Arles est également destinataire),
- ✓ L'Etat Major Inter Zone de défense (EMIZ),
- ✓ Les entreprises d'intervention d'urgence.

Sur décision du Directeur des Opérations (DO) ou du Représentant du Directeur des Opérations (RDO), le public est destinataire de l'information, par les supports suivants :

- ✓ Les médias,
- ✓ Le site Internet du SYMADREM.

Font l'objet d'une diffusion d'information :

- ✓ Les déclenchements d'états d'alerte et de fin d'états d'alerte et l'état des routes,
- ✓ L'interruption de la surveillance linéaire,
- ✓ Les interventions d'urgence,
- ✓ Les brèches et rupture de digue.

Outils de mise en œuvre du PGOPC

Des outils à la mise en œuvre du PGOPC ont été élaborés.

Ces outils sont les suivants :

- ✓ Les fiches actions pour les divers postes du PGOPC,
- ✓ Les fiches opérationnelles,
- ✓ Les fiches information,
- ✓ La carte générale du PGOPC au format A0 qui comporte les secteurs de surveillance, les groupes d'ouvrages, les secteurs d'exploitation des Gardes Digues et les secteurs de surveillance des Correspondants Equipes (CE),
- ✓ Les cartes de chaque secteur, au format A4, pour les équipes de surveillance,
- ✓ La carte des aires de stockage de matériaux et accès aux digues, au format A0.

Un guide opérationnel général a été constitué, il rassemble dans un classeur, sous format papier, l'ensemble des outils du PGOPC ainsi que les conventions passées avec les communes et le document d'organisation du PGOPC.

Des guides opérationnels par poste ont également été établis. Ces guides rassemblent les fiches propres à chaque poste ainsi que les cartes.

Après la crue

Dès la fin de la crue, les travaux d'intervention d'urgence font l'objet d'un diagnostic post-crue, suivi de travaux de grosses réparations si nécessaires.

Un bilan financier est établi par le SYMADREM.

Des retours d'expériences sont effectués, portant sur chacun des postes de travail du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO), sur la surveillance des ouvrages et sur les interventions d'urgences éventuelles.

De même, au sein des communes sur le territoire desquelles la surveillance linéaire a été mise en œuvre, un retour d'expérience est effectué et remis au SYMADREM.

Un rapport de synthèse est établi à partir des retours d'expériences partiels.

Après chaque crue, conformément au Règlement d'Exploitation des Ouvrages, une visite des ouvrages concernés par la crue, est effectuée dans le délai maximum d'un mois et demi à compter de la fin de la crue.

Pour les crues de faibles importances, la visite post crue est d'un niveau de précision correspondant au mode opératoire de la Visite de Surveillance Programmée (VSP).

Pour les crues au cours desquelles la surveillance linéaire a été mise en œuvre, la visite post crue est d'un niveau de précision correspondant au mode opératoire de la Visite Technique Approfondie (VTA).

Le cas échéant, pour des crues de faible importance, tout ou partie des ouvrages concernés peut faire l'objet d'une visite post crue de niveau de précision et du mode opératoire de la VTA.

Nonobstant l'établissement du rapport post crue, le cas échéant, des déclarations d'Evènement Importants pour la Sûreté Hydraulique (EISH) sont établies et transmises au Préfet.

Le Rapport post crue est intégré au rapport de surveillance des ouvrages.

Exercices de simulation

Des exercices de simulation, portant sur la mise en œuvre partielle du PGOPC sont prévus au minimum une fois par an.

Adaptations mineures

A partir des retours d'expérience des crues et des exercices de simulation, des modifications mineures et des ajustements sont apportés en tant que de besoin, à titre d'adaptation mineure du PGOPC.

Par nature, le PGOPC est un outil non figé qui doit s'enrichir des expériences vécues afin de satisfaire au mieux les objectifs visés en matière de surveillance des digues et des ouvrages.

Formation

Des formations sont dispensées régulièrement par le SYMADREM auprès de ses agents qui assurent les postes de travail du PCSO, des Gardes Digues ainsi qu'aux Correspondants Communaux (CC) et aux agents et volontaires des équipes de surveillance.

Des améliorations du PGOPC

Des dispositions sont en cours de mise en œuvre ayant pour but l'amélioration de la mise en œuvre du PGOPC, notamment son fonctionnement en situation dégradée.

Un réseau radio numérique PMR, propre au SYMADREM est en cours de déploiement. Ce réseau permettra l'abandon de l'utilisation des réseaux GSM qui sont rapidement saturés en cas de crise. Chaque équipe de surveillance et acteurs du PGOPC seront dotés d'un terminal. Ces terminaux permettront également le géo-positionnement en temps réel des agents sur le terrain.

En outre, dans le cadre de la construction du nouveau siège, du SYMADREM, hors zone inondable, il est prévu l'installation d'un groupe électrogène pour pallier les coupures éventuelles d'électricité.

D'autre part, pour palier l'impossibilité d'accéder au site internet Vigicrue, le SYMADREM a commandé l'élaboration d'un outil informatique de prévision de crue, basé sur la propagation de l'onde de crue, à partir des données limnimétriques du SPCGD, récupérées par voie hertzienne.

De même, afin de faciliter la saisie des différentes fiches du PGOPC, un logiciel, de type client/serveurs va être développé pour chacun des postes du Poste de Commandement de la Surveillance des Ouvrages (PCSO) et pour les Correspondants Communaux (CC).

Enfin, dans le cadre des opérations du Plan Rhône relatives au confortement des digues, des systèmes de détection de venues d'eau, par fibre optique seront mis en œuvres sur certains tronçons de digue.

De même, des stations limnimétriques sont installées le long des ouvrages du SYMADREM.

Pour le système informatique du SYMADREM, ses serveurs data et domaines doivent être redondés, hors de son futur siège avec liaison par réseau de fibres optiques.

Enfin, des travaux sont en cours pour l'aménagement de nouvelles aires de stockage de matériaux nécessaires aux interventions d'urgence ainsi que la mise en place d'une signalisation directionnelle des accès aux ouvrages, à partir de la voierie principale, dans tout le delta du Rhône, afin de faciliter l'accès aux digues pour les équipes de surveillance.

Par ailleurs, des bornes de repérage positionnées en crête de digue vont être installées. Elles aideront les équipes de surveillance et les gardes digues à se repérer sur les ouvrages.

Définition des systèmes de protection contre les submersions et analyse de leur fonctionnement Méthodologie issue du retour d'expérience Xynthia

Definition of coastal flood protection systems and analysis of their operation Methodology derived from the Xynthia feedback

Marc Igigabel[1], Yves Nédélec[2], Nathalie Bérenger[3], Nicolas Flouest, Jérôme Revel, Raphaël Bénot, Hervé Davias, Alexis Bernard, Christian Pitié, Anne Souquière, Yann Deniaud

[1] CETMEF, Plouzané, marc.igigabel@developpement-durable.gouv.fr

[2] CETE SO, St Médard, yves.nedelec@developpement-durable.gouv.fr

[3] CETE O, Angers, nathalie.berenger@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

L'étude des évènements passés joue un rôle fondamental dans la connaissance du fonctionnement des systèmes de protection contre les inondations.

Conduire ces études requiert à la fois de disposer de concepts clairs sur la définition et l'analyse du risque inondation, de maîtriser les modes d'investigation sur les sites et enfin de disposer d'un cadre de rédaction adapté pour leur restitution. Pour répondre à ce besoin, une méthodologie a été élaborée conjointement avec la réalisation de quatre études de cas qui ont servi à la fois à son développement et à son expérimentation. Les sites retenus étant choisis pour leur diversité et leur représentativité de l'ensemble des situations rencontrées au cours de Xynthia, la méthode développée est réputée valable sur d'autres sites pour un événement similaire.

Les éléments méthodologiques développés couvrent :

- les notions fondamentales liées aux risques « submersion marine »,
- la description des systèmes de protection et de leur fonctionnement,
- les méthodes d'analyse systémique,
- les modes d'investigation en mer et à terre d'un évènement tel que Xynthia sur le plan de l'observation, de la modélisation et de l'interprétation,
- des recommandations pour la production d'un rapport d'analyse.

Les études des sites correspondent avec ces éléments méthodologiques sur ces cinq points. Le présent article expose les principaux points qui ressortent de la méthodologie. L'étude de référence [1] apportera sur ce plan plus d'information ainsi que des études de cas.

Abstract

The study of past events is a fundamental action to develop our knowledge relative to flood protection systems. This kind of study requires clear concepts for risk definition and risk analysis, methods for site investigations and an adapted framework to present these analyses in a report.

To cope with these requirements, a methodology was elaborated along with the realization of four case studies which aimed jointly for the development and for the experimentation of the recommendations. The sites that were chosen for the case studies are diverse and cover most of the situations that occurred during Xynthia. Thus the recommendations are deemed valid on other sites for similar events.

The methodological elements encompass :

- the fundamental notions linked to coastal flood risks,
- the description of flood protection systems,
- the methods aiming at systematic analysis,

- the site investigations including observation, modelling and interpretation,
- recommendations for the draft of a site analysis report.

The case studies correspond with the methodological elements on these five points. The present article exposes the key points of the methodology. The reference study [1] elaborates on these points and illustrates their implementations through case studies.

Introduction

Cet article présente une méthodologie destinée à la compréhension du fonctionnement des systèmes de protection contre les inondations. Elle a été élaborée conjointement avec l'étude de quatre sites sélectionnés pour leur diversité et leur représentativité de l'ensemble des situations rencontrées au cours de Xynthia, de telle sorte que les méthodes d'analyse développées puissent être considérées comme applicables à d'autres sites pour des événements similaires. Le présent article se limite à exposer la méthodologie sans présenter les études de cas.

L'étude porte sur la compréhension du fonctionnement des systèmes de protection. Elle n'a pas pour objectif de produire des recommandations ou de proposer des solutions d'aménagement. La vulnérabilité des enjeux n'a pas été étudiée en détail.

La méthodologie peut être décomposée en cinq parties telles que schématisées sur la Figure 1. Le cadre conceptuel sur les risques d'inondation sert de base à l'étude du fonctionnement des systèmes de protection, aux méthodes d'analyse de ces systèmes et aux modes d'investigation propres à fournir les éléments de connaissance nécessaires aux analyses.

Enfin des recommandations pour la production d'un rapport d'analyse sont proposées au lecteur désireux de restituer ses analyses suivant un plan adapté. Ces recommandations portent sur le plan du rapport d'analyse et pour chaque rubrique sur les informations à inclure et sur les supports à utiliser.

Cadre conceptuel

La définition d'une méthodologie d'analyse et des méthodes d'étude associées nécessitent de disposer d'un cadre conceptuel permettant d'appréhender la complexité de la réalité au travers de modèles de représentation. Cette partie vise à préciser les concepts et définitions propres à la description et à la compréhension des systèmes étudiés et à rappeler dans ce contexte systémique les notions essentielles relatives aux risques et à leur appréhension.

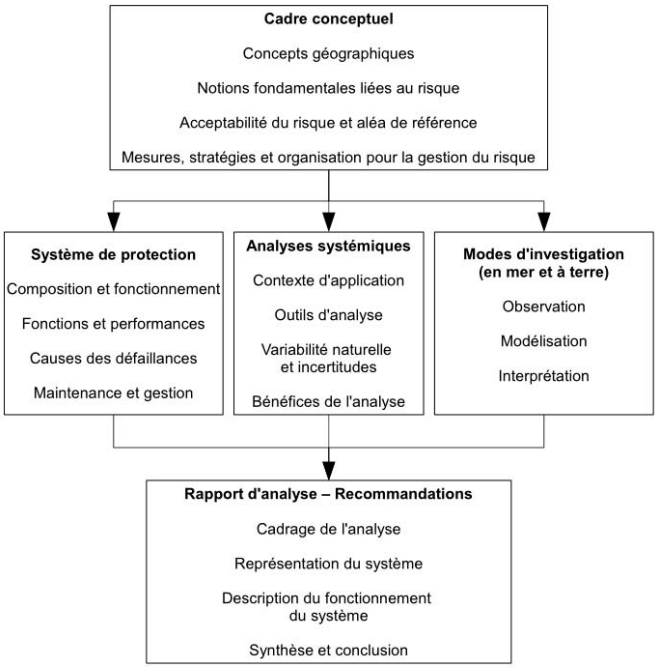


FIGURE 1: LOGIGRAMME DE L'ÉTUDE

Concepts géographiques

Les formes et la nature du terrain ainsi que toutes les structures en place influent sur l'enchaînement des évènements lors d'une submersion et il convient donc de disposer de schémas conceptuels qui permettent d'organiser et de comprendre le fonctionnement du territoire au regard de la gestion des risques. Les concepts de « système de protection », de « casiers hydrauliques » et le modèle « source-transfert-cible » sont destinés à apporter ces repères.

Le premier concept fondamental est celui de **système de protection**. La définition de ce système nécessite de tracer un contour qui sépare l'intérieur du système du milieu extérieur avec lequel il interagit. Ce contour doit être continu et fermé. Cette opération, simple en théorie, est représentée sur la Figure 2.

Généralement, ce contour comprendra:

- des lignes représentant la limite des terres qui ne sont pas submergées en temps normal. Ces lignes peuvent être qualifiées de « ligne de défense ». Lors d'un événement, des échanges peuvent avoir lieu au travers de ces lignes,
- des lignes tracées sur des terrains qui ne sont pas soumis au risque d'inondation du fait de leur altitude ou de leur éloignement de la source de l'inondation. Ces sections de ligne peuvent être qualifiées de « lignes abritées ».

Il convient de bien comprendre que ce contour fermé est un objet géographique, mais que sur le plan hydraulique le

système est ouvert : des échanges hydrauliques contrôlés ou non contrôlés existent avec le milieu extérieur.

Intéressons nous à présent à l'intérieur du contour. Pris dans son ensemble, la zone délimitée peut être dénommée sans ambiguïté la « zone intérieure ».

Les enjeux ne sont pas uniformément répartis dans cette zone et peuvent même, le cas échéant, être considérés comme inexistants à certains endroits. Par ailleurs l'expression de l'aléa y est également variable. Pour mener les analyses avec plus de précision, des zones plus réduites, dont la taille peut être très variable, doivent donc être délimitées dans la zone intérieure. Comme ces contours ont pour objectif d'indiquer l'emplacement des enjeux, ces zones seront nommées par la suite « zone à enjeux ». (De la même façon que pour la délimitation du système, ces contours sont des objets géographiques sans rapport avec les phénomènes hydrauliques.) Lorsqu'il existe plusieurs zones à enjeux, elles doivent faire l'objet d'analyses spécifiques car les risques associés à chacune d'elles ne sont pas les mêmes.

Si l'on revient à présent à la définition du système de protection, il apparaît que ce système comporte deux types de composantes aux rôles bien différenciés :

- les éléments de défense contre les entrées d'eau situés sur le contour du système,
- les éléments de gestion de l'eau situés dans la zone intérieure.

Cette observation nous invite à aborder le second concept qui est celui de **casier hydraulique**.

Pour se donner les moyens d'analyser correctement les phénomènes hydrauliques au sein d'un territoire qui peut s'étendre sur plusieurs kilomètres carrés, il est nécessaire de rechercher une échelle aussi appropriée que possible pour étudier les phénomènes principaux. A cette fin, les études hydrauliques utilisent la notion de « casiers hydrauliques ».

De façon imagée, la notion de « casier hydraulique » peut être illustrée par un récipient dont :

- les bords épousent des éléments en relief (ouvrages de défense en contact avec la mer, digues intérieures, infrastructures...). En plan ces bords forment une ligne continue qui peut être fermée ou dont les extrémités peuvent rejoindre la topographie naturelle à des altitudes suffisamment élevées,
- et le fond est caractérisé par la topographie en dépression incluse dans le périmètre précédemment décrit.

La Figure 3 représente des casiers à l'intérieur d'un système dans le cas fréquent où cette structuration du territoire est marquée seulement sur certaines parties de la zone intérieure.

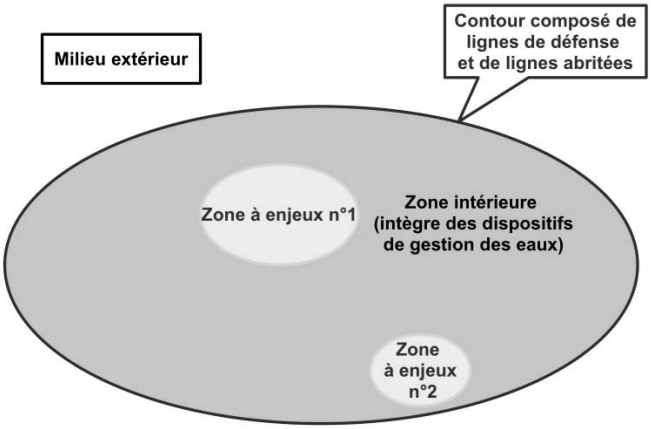


FIGURE 2 : DÉLIMITATION D'UN SYSTÈME DE PROTECTION

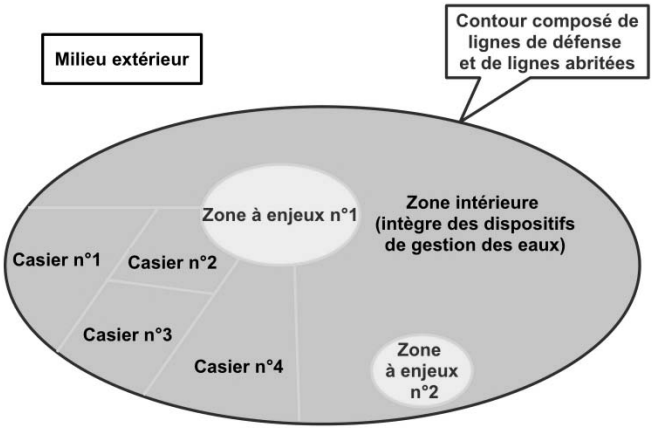


FIGURE 3: REPRÉSENTATION DES CASIERS DANS LE SYSTÈME

Il apparaît qu'un casier hydraulique peut s'apparenter à un « sous-système » en interaction avec les autres éléments du système de protection du site considéré.

Le troisième concept est celui du **modèle « source-transfert-cible »**. L'analyse de risque nécessite, en complément des approches en plan, une représentation transversale destinée à mieux appréhender l'effet des dispositifs de protection interposés entre les charges hydrauliques et les enjeux vulnérables. Cette approche est représentée par un schéma de type « source-transfert-cible ».

Le modèle « source-transfert-cible » peut plus généralement être considéré comme un modèle d'interaction entre l'environnement et le système de protection. Comme représenté sur la Figure 4, il permet de mettre en relation:

- les phénomènes naturels initiateurs des évènements,
- les zones à enjeux vulnérables,
- les modes de transfert.

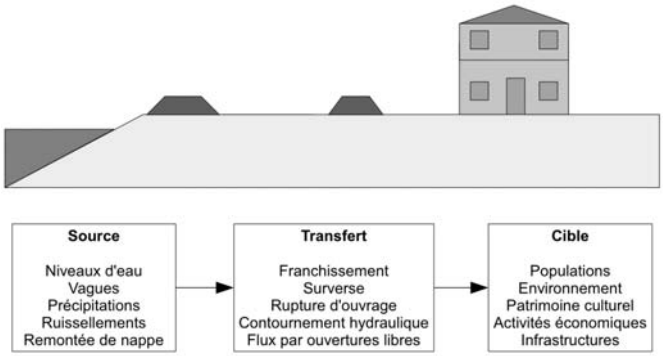


FIGURE 4 : REPRÉSENTATION DU MODÈLE « SOURCE-TRANSFERT-CIBLE »

Notions fondamentales liées au risque

Mener une analyse de risque sur un site soumis aux inondations requiert d'étudier comment les concepts classiquement adoptés – les phénomènes naturels, les aléas, les enjeux et leur vulnérabilité, et le risque – s'appliquent à la définition du risque d'inondation et comment chacun de ces concepts peut se caractériser localement de façon quantitative. Les quelques éléments suivants éclaireront sur les bases théoriques de la réflexion. Les repères géographiques définis précédemment seront naturellement employés.

Par définition le **phénomène naturel** initiateur susceptible d'être à l'origine d'un évènement, échappe à l'action de l'homme. Dans le cas des submersions marines, il peut s'agir d'un phénomène météorologique (dépression, tempête en phase avec une marée haute) ou d'un séisme. Le phénomène naturel peut couvrir un espace plus vaste que celui exposé à une catastrophe, n'avoir d'inconvénients que sur une partie des lieux où il est ressenti, voire se produire à distance du lieu exposé.

La caractérisation d'un phénomène naturel est menée au travers d'un ensemble d'observations météorologiques et maritimes.

L'**aléa** est le phénomène indésirable dont on souhaite se protéger. Il est localisé et résulte de l'interaction du phénomène initiateur avec un site. Il est sensible aux actions humaines (notamment aux ouvrages de protection et à leur état).

L'aléa est défini par:

- une intensité,
- une occurrence (spatiale et temporelle).

L'intensité traduit l'importance de l'aléa. Elle peut être mesurée ou estimée :

- pour les écoulements : hauteur d'eau et vitesse du courant,
- pour les inondations : rapidité de la montée des eaux et hauteur d'eau atteinte.

La probabilité d'occurrence est conditionnée par des facteurs d'exposition (topographie) ou de susceptibilité (fragilité dans une digue). L'exposition désigne un état stable dans le temps tandis que la susceptibilité désigne un état susceptible d'évoluer.

Pour un système de protection donné, il apparaît que la probabilité d'occurrence dépend à la fois :

- de l'évènement météorologique et maritime (composante naturelle),
- du comportement des structures de protection (composante technologique).

Les enjeux sont l'ensemble des valeurs susceptibles d'être affectées par l'aléa. La Directive inondation distingue les catégories d'enjeux suivantes :

- la santé et la vie humaines,
- l'environnement,
- le patrimoine culturel
- l'activité économique,
- les infrastructures.

La valeur de ces enjeux peut être évaluée qualitativement (notation en fonction de l'importance sociale relative par exemple) ou quantitativement si nécessaire (évaluation économique).

La **vulnérabilité** est une estimation de la sensibilité d'un enjeu à l'intensité de l'aléa. L'enjeu est d'autant plus vulnérable qu'il est sensible à l'aléa considéré. Il n'existe pas de vulnérabilité intrinsèque mais une vulnérabilité pour chacun des aléas concernés. La vulnérabilité dépend des éléments exposés et de leurs résistances, comportements, etc. Elle est caractéristique d'un site à un moment donné. Elle est modulable et évolutive, en particulier en fonction de l'activité humaine et des mesures de prévention (évacuation, refuges).

Le **risque** traduit pour un enjeu l'effet potentiel d'un aléa sur cet enjeu. La Directive inondation caractérise le risque inondation comme la combinaison de la probabilité d'une inondation et des conséquences négatives potentielles pour la santé humaine, l'environnement, le patrimoine culturel, l'activité économique et les infrastructures associée à une inondation.

La gestion du risque est compliquée par l'évolution du risque sous l'effet des changements qui peuvent affecter les trois composantes du modèle « source-transfert-cible » et se produire sur des échelles de temps très variables.

Acceptabilité du risque et aléa de référence

L'**acceptabilité** est une dimension incontournable pour le risque naturel. La définition de l'acceptabilité utilise des

références aux évènements passés ou à des évènements dont l'intensité peut être associée à une période de retour.

Une gestion efficace du risque conduit à abaisser le niveau de risque à un niveau aussi bas que ce qui peut être atteint raisonnablement, c'est à dire en tenant compte des contraintes de toutes natures, notamment des contraintes économiques, environnementales et paysagères. Comme il est impossible de se protéger contre tous les phénomènes, il doit toujours être considéré l'existence d'un risque résiduel. Les populations concernées, celles qui vivent dans la zone mais aussi celles qui peuvent y passer, doivent en être informées.

Pour ce qui concerne l'analyse des systèmes de protection, il convient d'insister sur le fait que l'aléa « submersion marine » résulte de l'interaction entre deux composantes, une composante naturelle liée aux phénomènes naturels et l'autre technologique liée aux fonctionnement / dysfonctionnement du système de protection. Répondre à la question « contre quoi se protège-t-on? » nécessite donc une réflexion en deux temps :

- l'étude des phénomènes naturels : compréhension des phénomènes physiques et évaluation de leur période de retour,
- l'étude du comportement des dispositifs de protection face à ces événements.

Dans le cas général, l'aléa n'est pas prévisible et l'on cherche à proportionner les efforts de prévention, nécessairement coûteux et contraignants à la « probabilité » de l'aléa et à la valeur des enjeux de façon à ramener la vulnérabilité à un niveau socialement acceptable.

Systèmes de protection

Les systèmes de protection peuvent être définis et caractérisés par leur composition et leur fonctionnement, leurs fonctions, leurs performances et leurs défaillances. La maintenance et le maintien en conditions opérationnelles des composants ne seront pas présentés dans cet article. L'étude de référence [1] éclaire sur cet aspect essentiel.

Composition et fonctionnement

L'étude de référence [1] définit deux typologies pour les composants respectivement pour les fonctions de défense et de gestion de l'eau. L'étude détaille ensuite pour chaque type de composant sa constitution, ses fonctions techniques et ses modes de défaillance, en restant à cette occasion dans le référentiel de la structure concernée. L'intérêt se porte ensuite sur la façon dont les composants interagissent entre eux et avec le milieu extérieur, ce qui équivaut à étudier leur fonctionnement mécanique qui génère des actions : en bordure du système, la limitation des entrées d'eau et à l'intérieur, la collecte de l'eau et l'orientation des flux, le stockage temporaire et l'évacuation dans le milieu extérieur.

Fonctions et performances

La fonction principale d'un système de protection contre les inondations est la protection de la ou des zone(s) à enjeux. Il est important de se rappeler à ce sujet qu'il n'existe pas un moyen unique et exclusif d'assurer cette fonction de protection mais qu'il doit être recherché des moyens complémentaires. Si les mesures de défense ont plutôt pour effet d'augmenter la résistance du système, les mesures destinées à la gestion de l'eau tendent quant à elles à augmenter sa résilience.

Aucun phénomène naturel n'étant complètement prévisible, aucun ouvrage de défense ne pouvant être infaillible, la conception du système de protection doit prendre en compte la gestion de l'eau dans l'éventualité d'une défaillance des ouvrages et prévoir les mesures de prévention utiles à la sécurité des personnes.

La défaillance d'un système ne peut être qualifiée comme telle que par rapport aux objectifs de performance définis et affichés. Ainsi l'on ne peut considérer qu'un système de protection est en état de défaillance lorsque les pouvoirs publics ont manifesté l'intention de ne pas protéger un site et fait connaître à leurs occupants les risques auxquels ils sont exposés et les mesures à prendre pour limiter leur vulnérabilité.

Les performances d'un système sont évaluées en fonction de la capacité de ce système à protéger contre un ou plusieurs aléas de référence. Par analogie avec les digues, deux objectifs distincts peuvent être identifiés :

- l'objectif de protection qui vise à empêcher l'inondation jusqu'à un phénomène naturel d'intensité donné,
- l'objectif de sûreté qui vise à ce que les dispositifs de protection n'engendrent pas de phénomènes dangereux jusqu'à un phénomène naturel d'intensité très supérieure au premier.

Pour une zone à enjeux considérée, la performance d'un système peut être évaluée suivant les valeurs caractéristiques d'intensité de l'aléa résultant d'un phénomène naturel donné : la hauteur d'eau, la durée de l'inondation, les courants, la vitesse de montée des eaux...

Des critères de performances peuvent être définis pour chacune de ces valeurs caractéristiques.

La chronologie des scenarii d'inondation doit être étudiée soigneusement. La performance du dispositif de protection se joue en effet souvent « contre la montre ». Les caractéristiques des ouvrages et le maintien en conditions opérationnelles des réseaux et ouvrages hydrauliques peuvent être déterminants dans le résultat de l'épreuve.

Il est également essentiel de définir un plan de gestion afin d'anticiper au maximum les phénomènes météorologiques. Par exemple, il peut être envisageable de vidanger un marais servant de zone de rétention dans les heures précédant une tempête afin d'accroître la capacité de stockage de ce dernier. Ensuite, à l'arrivée des hautes eaux, cette organisation doit permettre de s'assurer que l'ensemble des ouvertures sont fermées. Des dispositions spéciales sont à prévoir en cas d'évènements rares ou exceptionnels.

Causes fondamentales des défaillances

Les défaillances observées sur les ouvrages à l'échelle d'un site sont souvent nombreuses. Pourtant lorsque l'on recherche quelles sont les raisons de ces défaillances au niveau du système, les mêmes causes apparaissent de façon récurrente. Nous proposons de les présenter suivant qu'elles dépendent :

- de l'absence d'identification et de définition du système de protection,
- d'approche de conception commune mais inadaptées aux composants du système.

Les causes de défaillance relèvent également souvent d'insuffisance sur le plan de la maintenance ou sur le plan de la gestion opérationnelle. La mise en place d'une organisation dédiée à ces deux aspects semble être le point essentiel. Nous ne développerons donc pas davantage ce sujet.

La première cause de défaillance des systèmes est sans doute liée à l'absence de leur définition, cette dernière étant elle-même souvent attribuable à l'absence de personne identifiée comme responsable de la protection d'un site vulnérable. Cette absence de définition est à l'origine de dispositifs inadaptés à la protection des zones à enjeux. Les observations suivantes sont fréquentes:

- système de protection engendrant un contournement hydraulique des structures existantes ou le passage privilégié de l'eau par des ouvertures dans les ouvrages (escalier, cale, écluse, vanne...) ; en corollaire, les cotes d'arase des ouvrages ne sont pas optimisées au regard des contraintes hydrauliques du site,
- absence de coordination entre les actions de défense et de gestion de l'eau.

Ce dernier point est souvent aggravé par :

- l'existence de réseaux et d'ouvrages hydrauliques favorisant les écoulements vers les zones à enjeux,
- l'existence d'infrastructures jouant un effet négatif sur les écoulements de l'eau : effets de barrage des voies routières et ferroviaires.

Dans certains cas, le système est défini d'une manière trop générale comme un « système de défense contre la mer », sans tenir compte de certaines dispositions spécifiques à la protection contre les submersions marines. L'étude [1] présente les modalités d'application de quatre principes dont le respect aurait améliorer sensiblement l'efficacité de la protection :

- intégration des événements extrêmes dans le dimensionnement,
- distinction entre protection contre l'érosion et protection contre les inondations,
- intégration des exigences spécifiques aux franchissements,
- gestion de l'interaction avec les structures associées à d'autres usages.

Analyses systémiques

Objectifs et stratégie d'étude

Les méthodes d'« analyses systémiques » sont appropriées pour étudier les sites et les dispositifs qui les protègent. A la pratique, il s'avère en effet que pour l'analyse des systèmes de protection contre les submersions marines, le schéma de causalité linéaire classique n'est pas opérant pour rendre compte du fonctionnement d'un site. Il est nécessaire d'adopter une démarche globale:

- en raisonnant par rapport à l'objectif du système,
- en s'attachant davantage aux échanges entre les parties du système qu'à l'analyse de chacune d'elles,
- en recherchant les « états connus » du système pour tenter de mieux cerner les états possibles.

La dimension interdisciplinaire de ces analyses mérite d'être soulignée.

Ces analyses peuvent être très consommatrices de temps si les tâches sont réalisées sans anticiper quelle sera leur utilité finale. Il convient donc d'adopter une stratégie de conduite d'étude, dans laquelle les efforts sont proportionnés à l'intérêt des résultats escomptés. Ce principe est valable tant dans les investigations menées pour obtenir des informations que dans l'utilisation des données recueillies.

Outils d'analyse

Ces méthodes d'analyse sont mises en œuvre pour rechercher de façon exhaustive les causes d'une défaillance (compréhension d'un événement passé) ou pour examiner la réaction d'un système à des sollicitations variables.

Dans tous les cas, ces méthodes considèrent les éléments de protection en tant que composants d'un système et prétendent à l'exhaustivité. Trois types de logigramme aux objectifs différents sont présentés dans l'étude [1] :

- l'arbre des défaillances,
- l'arbre des évènements,
- une combinaison des deux arbres précédents dont la forme générale donne à ce troisième type de logigramme son nom : « nœud papillon ».

Nous ne nous intéresserons ici qu'à l'adaptation aux risques « submersion marine » du logigramme de troisième type (nœud papillon) ordinairement utilisé pour traiter des risques industriels de type « perte de confinement ». Néanmoins, il convient de donner pour les deux premiers logigrammes les définitions nécessaires à la compréhension du troisième.

Arbre de défaillance : Pour une défaillance donnée, logigramme qui permet l'identification de tous les évènements intermédiaires, des causes initiales et de leur combinaison.

Arbre des évènements : Pour un événement donné, l'arbre des événements identifie tous les scénarios en découlant et pouvant conduire potentiellement à des conséquences diverses.

Le logigramme de type « nœud papillon » illustré par la Figure 5 permet de représenter les deux parties de l'analyse correspondant :

- à l'arbre des défaillances qui établit la chaîne des évènements jusqu'à l'inondation de la zone à enjeux.
- à l'arbre des évènements qui, partant de cette inondation, détermine toutes ses conséquences potentielles.

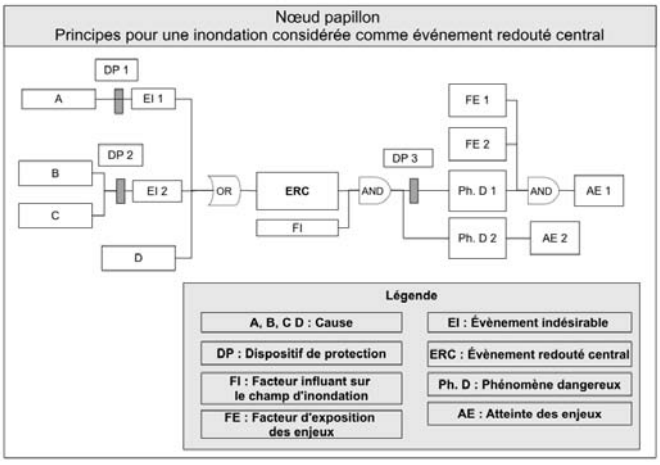


FIGURE 5 : SCHÉMA DE PRINCIPE DU LOGIGRAMME « NŒUD PAPILLON »

La construction de ce logigramme requiert une identification du système de protection contre les inondations, de la zone intérieure et de la zone à enjeux qui doit impérativement être bien localisée (espace urbanisé par exemple).

Le choix de l'évènement redouté central est déterminant dans la construction du logigramme. Dans le cadre de notre étude, il s'agit de l'inondation de la zone à enjeux (et non pas de la zone intérieure).

Cette option de retenir l'inondation de la zone à enjeux comme événement redouté central permet de construire la partie du nœud papillon relative à la défaillance du système de protection en prenant en compte d'un seul tenant toutes ses composantes (fonction de défense et fonctions de gestion de l'eau visant à interdire ou limiter, en quantité et dans la durée, les entrées d'eau dans la zone à enjeux).

Il apparaît pertinent de construire l'arbre des défaillances en se calquant le plus possible sur la configuration des lieux afin de faciliter le dialogue entre le logigramme et la cartographie. Les casiers hydrauliques sont utilisés pour identifier les sous-ensembles du logigramme de type nœud papillon.

La construction de la partie relative à l'arbre des évènements se concentre alors sur :

- l'apparition des évènements dangereux en fonction de l'action des barrières de protection qui peuvent exister dans la zone à enjeux. En complément, les facteurs influant sur la propagation du champ d'inondation dans la zone à enjeux (ceux qui ne peuvent être considérés comme des barrières) peuvent être signalés.
- l'atteinte des enjeux. En complément les facteurs d'exposition des enjeux peuvent être signalés.

Modes d'investigations (en mer et à terre)

Cette partie dédiée à l'exposé des techniques d'observations et de modélisation et à l'interprétation des données ne sera pas développée dans le présent article. Le lecteur pourra se Référer à l'étude [1].

Recommandations pour la production d'un rapport d'analyse

Cette section propose une trame d'analyse adaptée à tout site côtier soumis aux risques de submersions marines. Elle s'applique complètement dans le cadre d'un retour d'expérience, c'est à dire pour des sites ayant été affecté par une submersion et disposant de données précises sur cet évènement. Pour des sites n'ayant pas été affectés ou ne disposant pas de données précises sur un évènement passé, la production d'une analyse limitée aux parties 1 et 2 sera tout de même bénéfique. La trame proposée sur la Figure 6 repose sur l'hypothèse que le site étudié ne dispose que d'un seul système. Dans le cas où l'analyse globale du site fait apparaître plusieurs systèmes, il faut bien sûr adapter la présentation en conséquence.

1 Cadre de l'analyse
- 1.1 Description générale du site
- 1.2 Analyse des enjeux
  - 1.2.1 Recensement des enjeux
  - 1.2.2 Identification des enjeux à analyser
- 1.3 Aléa(s) de référence et objectifs de protection
- 1.4 Données disponibles pour l'analyse

2 Définition du ou des système(s) de protection
- 2.1 Délimitation des systèmes de protection
  - 2.1.1 Description sommaire de la topographie
  - 2.1.2 Positionnement des structures de protection
  - 2.1.3 Conclusion sur le(s) système(s) à étudier
- 2.2 Schématisation du système de protection
  - 2.2.1 Représentation des zones à enjeux
  - 2.2.2 Représentation des structures de protection
  - 2.2.3 Représentation des casiers hydrauliques
  - 2.2.4 Schéma de synthèse
- 2.3 Logigramme simplifié du système de protection

3 Fonctionnement global du système au cours de l'évènement
- 3.1 Conditions hydrauliques extérieures
- 3.2 Comportement du système
- 3.3 Étude hydraulique globale
- 3.4 Analyse (optionnelle) sur les effets des vagues

4 Description des évènements (approche détaillée)
- 4.1 Casier 1
  - 4.1.1 Présentation générale du casier
  - 4.1.2 Comportement des structures du casier
    - 4.1.2.1 Structure 1.1
    - 4.1.2.2 Structure 1.2
- 4.2.i Casier i
- 4.2.z Zone à enjeux

5 Synthèse et conclusion pour le site
- 5.1 Synthèse sous forme de logigramme commenté
- 5.2 Conclusion sur le fonctionnement du système

FIGURE 6 : SOMMAIRE TYPE POUR L'ANALYSE D'UN SYSTEME DE PROTECTION

La structure de la partie 4 peut être adaptée dans la version finale du rapport. La structure proposée vise à organiser un balayage systématique des casiers et des structures qui les composent pour garantir une compréhension exhaustive des composants. La phase de restitution peut cependant être plus synthétique car il apparaît souvent que des situations similaires apparaissent et leur présentation peut être effectuée sous le même chapitre.

L'étude [1] apporte des recommandations sur les objectifs et les méthodes à mettre en œuvre pour compléter chacune des rubriques du sommaire proposé. Ces éléments ne seront pas développés dans le présent article.

Conclusion

Cet article présente dans ses grandes lignes une méthodologie d'analyse des systèmes de protection particulièrement adaptée pour les retours d'expérience. Pour la clarté de l'exposé, il a semblé essentiel de distinguer les concepts fondamentaux, la connaissance des systèmes de protection, les techniques d'analyse systémique et d'investigation des sites et enfin la forme sous laquelle une analyse de système peut être restituée.

Cet article et l'étude [1] pourront être utiles :

- aux acteurs en charge de démarches d'aménagements préventifs (ex : PPR).
- aux acteurs en charge de la conception d'ouvrages de protection.

Pour chacun de ces deux groupes d'acteurs, la mise en œuvre de la méthode préconisée par cette étude peut constituer la première étape de la définition de mesures cohérentes destinées à améliorer les conditions de sécurité (définition des règles d'urbanisme en fonction de la performance d'un système de protection ou amélioration de la performance du système de protection).

La méthodologie peut également servir aux commanditaires de ces prestations en aidant à la définition du cahier des charges. Les études de cas pourront quant à elles servir d'exemples à la réalisation de telles prestations.

Remerciements

Le financement de l'étude est assuré par la DGPR.

Christian Pitié du CGEDD a partagé sa connaissance des sites d'étude et a régulièrement apporté son expertise, connaissance et expertise sans lesquelles cette étude n'aurait pas trouvé le terreau nécessaire à son bon développement.

Le soutien des services départementaux et régionaux de Poitou-Charente et des Pays de la Loire a également été très apprécié, notamment lors des visites de sites.

Références

[1] Igigabel Marc, Nédélec Yves, Bérenger Nathalie, Flouest Nicolas, Revel Jérôme, Bénot Raphaël, Davias Hervé, Alexis Bernard, Christian Pitié, Anne Souquière, Yann Deniaud, à paraître. *Définition des systèmes de protection contre les submersions et analyse de leur fonctionnement – Méthodologie et études de cas issues du retour d'expérience Xynthia, CETMEF.*

Travaux de réparation des digues de l'Agglomération Troyenne

Repair works of the levees of the city of Troyes

Alice de Kergariou[1], Caroline Varon[2], Alex Michaut[3]

[1] SAFEGE, Nanterre, alice.dekergariou@safege.fr
[2] SAFEGE, Nanterre, caroline.varon@safege.fr
[3] Grand Troyes, Troyes, alex.michaut@grand-troyes.fr

Résumé

Le diagnostic de sécurité des digues de l'agglomération troyenne a mis en évidence la nécessité d'entreprendre un programme de réhabilitation de ces ouvrages.

Une première série d'études a été engagée par le Grand Troyes : étude hydraulique, réalisation de l'Avant Projet et rédaction des dossiers réglementaires. Parallèlement, une demande de labellisation du projet au titre du Plan de Submersion Rapide a été déposée, conduisant à l'obtention du label PSR [1 et 2]. Les études de PROJET (loi MOP) ont ensuite été engagées.

L'objet de cet article est de présenter les méthodes retenues pour les différentes phases de l'étude, ces méthodes étant adaptées à la diversité des situations rencontrées et au planning de réalisation, très contraint.

Les études hydrauliques, conduites à l'aide d'un modèle mathématique ont permis la définition des crues de référence : niveau de protection, de sûreté et de danger.

L'Avant Projet s'est attaché à décrire pour l'ensemble des tronçons homogènes établis dans le diagnostic, les travaux à engager pour assurer la stabilité des ouvrages et le respect des cotes de référence. Le programme de travaux prévoit également l'implantation de déversoirs de sécurité, absents sur les digues actuelles.

Au stade du Projet, des précisions sont apportées à la définition des travaux et conduisent à modifier la notion de tronçon homogène définie au stade du diagnostic pour étudier des linéaires homogènes au sens des types de travaux qui seront effectués et non plus des pathologies observées dans les digues.

Abstract

The security diagnostic on the dikes of Troyes highlighted the need to undertake a rehabilitation program of these structures.

A first series of studies was launched by the Grand Troyes (Urban administrative area of Troyes): hydraulic study, refining the design (Avant Projet) and preparation of regulatory documents. At the same time a request for the certification of the project under the Plan de Submersion Rapide (State policy that subsidises up to 40% of the cost of modernization of protections against sea and river flooding) was filed and obtained. Design studies to further refine the technical choices and financial cost of the project (Etudes PRO, MOP law) were then initiated.

The purpose of this paper is to present the methods used for the different phases of the study. These methods were adapted to the diversity of the situations and a very tight project schedule.

The hydraulic studies, conducted using a mathematical model, enabled the definition of reference floods: protection, safety and danger levels.

The refinement of the design studies (Avant Projet) described the works that had to be undertaken to ensure the stability of the structure and respect the baseline scores. The dikes were separated in homogeneous sections established during the diagnosis. The works program also included the installation of overflow security systems absent on the existing dikes.

During the PRO studies details were provided in the definition of the works that needed to be undertaken leading to a change in the sections that were defined at the diagnosis stage. Sections were assembled with regards to the types of works that had to be done rather than based on the pathologies that were observed on the dikes.

Introduction

Les digues de l'agglomération troyenne protègent près de 20 000 habitants et plus de 1 600 entreprises contre les inondations de la Seine et de ses bras.

Le diagnostic de sécurité des digues (environ 16 kilomètres) a mis en évidence en 2011 la nécessité d'engager un programme de réhabilitation de ces ouvrages.

L'objet de cet article est de présenter les méthodes retenues pour les différentes phases de l'étude, ces méthodes devant être adaptées à la diversité des situations rencontrées (présentée par les photos de la figure 1) et au planning de réalisation, très contraint.

L'article expose ces principes méthodologiques pour chaque phase d'études :

- le diagnostic de sûreté,
- les études hydrauliques et l'Avant Projet, réalisées préalablement à la demande de labellisation PSR,
- les dossiers réglementaires,
- le Projet au sens de la loi MOP.



FIGURE 1: PHOTOS DES DIGUES DE L'AGGLOMÉRATION TROYENNE ILLUSTRANT LA DIVERSITÉ DES OUVRAGES ÉTUDIÉS

1 – Le diagnostic des digues – Planning de l'opération

1.1 – Méthodologie générale

Le diagnostic de sûreté des digues s'est attaché à décrire les ouvrages dans leur état actuel, par l'intermédiaire de différents outils d'audit et de reconnaissance. La méthode a consisté en :

- Une campagne systématique sur l'ensemble des digues, avec recueil des données historiques, essais géotechniques, reconnaissance géophysique, levés topographiques, inspection visuelle, diagnostic morphodynamique, étude hydraulique ;
- Une campagne ciblée : Reconnaissance géotechnique sur les profils critiques du point de vue de la stabilité ou sur les profils où il existe encore des incertitudes géotechniques.

Par ailleurs, chaque site a fait l'objet d'une subdivision en **« tronçons homogènes »**, c'est à dire des tronçons présentant des caractéristiques similaires (par exemple même protection, géométrie, désordres particuliers, etc.). Ces tronçons peuvent être de longueur très variable.

Puis, par l'intermédiaire de l'analyse des différents processus de dégradation des digues, ces dernières ont été classées en fonction du degré d'urgence d'opérations de réparation et/ou de confortement afin de réduire leur criticité.

La figure 2 présente le plan d'ensemble de la zone d'étude.

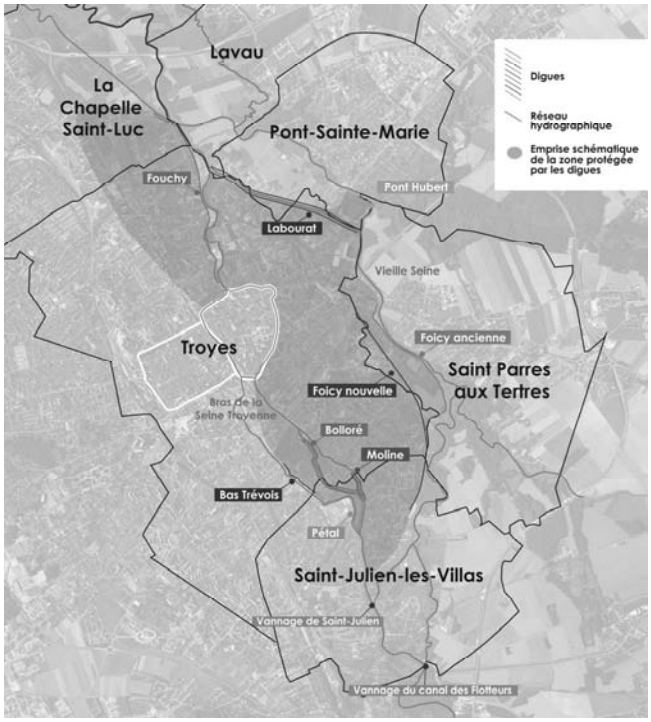


FIGURE 2: PLAN D'ENSEMBLE DE LA ZONE D'ÉTUDE

1.2 – Conclusions du diagnostic et programmation de la suite de l'opération

La méthodologie appliquée pour le diagnostic des digues a conduit à la définition d'un peu plus de 280 tronçons homogènes. Une partie des digues s'est révélée être en mauvais état. Les principaux processus de dégradation susceptibles d'affecter les digues concernent l'érosion de berge et l'érosion interne. Il en est ressorti l'urgence de réaliser des travaux pour assurer la pérennité de ces ouvrages qui protègent un grand nombre de personnes et d'activités économiques.

Compte tenu du caractère urgent des travaux, des contraintes d'établissement des dossiers réglementaires et du dossier de labellisation « PSR », il a alors été nécessaire de fixer pour objectif d'établir les études hydrauliques et l'Avant Projet dans un délai de 4 mois, puis le Projet en 6 mois. Ces délais sont extrêmement serrés compte tenu de l'importance de l'opération. Les méthodes de travail ont été adaptées en conséquence.

2 – Les études hydrauliques et d'Avant Projet – 2011/2012

2.1 – Le Plan de Submersion Rapide

Le programme de travaux de réhabilitation des digues s'inscrit dans le cadre d'une demande de labellisation au titre du Plan de Submersion Rapide. Le dossier de demande est instruit par les services de l'État qui en vérifient la pertinence. Le Maître d'Ouvrage bénéficie après validation d'une aide de l'Etat de 40% du montant des travaux.

Le dossier des digues de l'agglomération troyenne s'inscrit dans un programme de réhabilitation **« à niveau de protection constant ».** Il n'est ainsi pas prévu d'augmenter le niveau de protection des digues.

Le Grand Troyes a présenté le dossier à la Commission Mixte Inondation du mois de mars 2012 et obtenu la labellisation du projet.

2.2 – Les études hydrauliques

Le logiciel de modélisation utilisé est MIKE11. Des incrustations bidimensionnelles ont été réalisées au droit des déversoirs et pour les études de danger. Ces incrustations consistent en l'élaboration d'un modèle 2D sur les secteurs où l'on souhaite étudier plus précisément les conditions d'écoulement. Ce modèle est combiné avec le modèle 1D général et fournit ainsi des résultats sur l'ensemble de la zone d'étude.

Le modèle constitué comprend :

- 17 biefs d'écoulement, (lit mineur ou lit majeur),
- 300 profils en travers,
- 75 ouvrages hydrauliques.

Tous les bras de la Seine sont modélisés, cela représente un linéaire de cours d'eau cumulé de 45 km.

L'étude hydraulique a dû définir le niveau de protection actuel des digues, compte tenu des dégradations existantes : affaissement de digues notamment.

Puis nous avons recherché le niveau initial supposé de chaque ouvrage en comparant le profil en long actuel des digues aux lignes d'eau calculées pour les crues de référence.

Sur la figure 3, on visualise ainsi que la digue a actuellement un niveau de protection variable selon les endroits : supérieure à la crue de 1910 à l'amont, plus proche de la crue centennale à l'aval. Le profil en long met en évidence un point bas aux environs du Pk 1300, correspondant à un affaissement de l'ouvrage, pointé par le diagnostic.

Le niveau de protection retenu pour le projet est le niveau de protection initial supposé, dont la cohérence est vérifiée par rapport à la présence des enjeux dans la zone protégée par chaque digue ou ensemble de digues.

Ces recherches sur le niveau de protection des digues ont été conduites en collaboration étroite avec les services de l'État (DDT et DREAL), puis soumis à la validation de la Commission Mixte Inondation, qui statue sur la labellisation PSR.

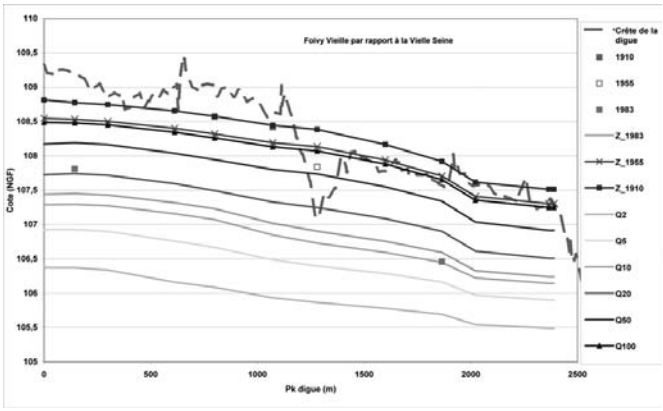


FIGURE 3: PROFILS EN LONG COMPARÉS DE LA DIGUE ET DES LIGNES D'EAU

2.3 – Le choix des crues de références

Comme indiqué précédemment, le choix du niveau de protection a été déterminé par le souhait de conserver le niveau de protection initial des digues.

Ceci conduit à retenir sur la plupart des digues la crue de 1910 (450m^3/s – période de retour 250 ans), en cohérence avec l'importance des enjeux protégés. Pour les digues qui ne protègent que peu d'enjeux, le niveau de protection est inférieur : 1955 (période de retour 100 ans) voire la crue vingtennale.

Par ailleurs, les notions de crue de sûreté et de crue de danger ont été intégrées. La **crue de sûreté** est la crue maximale pour laquelle on garantit l'absence de dégradation de l'ouvrage (la cote correspondante doit être inférieure à la crête de l'ouvrage). La **crue de danger** est la crue correspondant au niveau au delà duquel l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs (par érosion interne ou externe) pouvant conduire rapidement à la rupture.

2.4 – Les grands principes de l'Avant Projet

Compte tenu des délais impartis, les études d'Avant Projet ont été menées en parallèle des études hydrauliques. Il a donc été nécessaire de définir des grands principes de dimensionnement, sécuritaires, pour poursuivre les études d'AVP, en attendant les résultats des études hydrauliques. Ces principes sont les suivants:

La crête des futures digues a été déterminée en prenant une revanche de 50 cm par rapport à la ligne de charge de la crue de protection. Ainsi lorsque l'on parle de rehausse sur un tronçon donné, il s'agit la plupart du temps d'une rehausse

pour ajouter une revanche par rapport à la crue de protection. En effet, la plupart des digues protègent déjà à peu près pour la crue de protection retenue, mais sans revanche de sécurité.

Cette valeur de 50 cm a été retenue pour tenir compte des crues de sûreté, des crues de danger et pour se prémunir des phénomènes de marnage et des embâcles.

Par la suite, les crues de sûreté et crues de danger ont été prises égales respectivement à Q1000 et Q5000. Ce choix, arbitraire dans un premier temps, se justifie par un souci de cohérence :

- cohérence sur l'ensemble des digues,
- cohérence pour l'ensemble des périodes de retour des crues de référence,
- cohérence vis à vis des enjeux derrière ces digues,
- cohérence vis à vis du retour d'expérience.

Des déversoirs de sécurité ont également été aménagés sur l'ensemble de ces digues. Les principes de dimensionnement de ces déversoirs sont les suivants :

- Leur positionnement est optimisé par l'étude hydraulique et l'analyse des enjeux situés dans la zone protégée.
- Les cotes de ces déversoirs sont calées sur les niveaux de la crue de protection. Ainsi, au-delà de la cote de protection, le val commence à être inondé.
- Le dimensionnement du génie civil est basé sur la crue de sûreté. Ainsi, on garantit l'absence de dégradation sur cet ouvrage pour la crue de sûreté.

2.5 – La méthodologie utilisée pour l'Avant Projet

La définition des travaux de réparation est basée sur la nécessité d'assurer :

- la stabilité des digues vis à vis des risques d'érosion interne, de surverse, de glissement et d'érosion latérale de berge.
- une surveillance optimale des ouvrages après travaux. Pour ce faire, des pistes carrossables en crête et en pied aval ont été étudiées.

Chaque tronçon homogène a donc fait l'objet d'une étude particulière détaillée de niveau Avant-Projet : les états limites ont été appréciés puis une solution technique a été proposée. De façon générale, les travaux envisagés consistent en des remises à niveau soit par remblais soit par murets, la mise en œuvre de palplanches, des protections de berges par enrochements ou techniques végétales, des recharges aval.

3 – Les dossiers réglementaires – 2012

L'opération de réhabilitation nécessite la réalisation de plusieurs types de dossiers réglementaires, pour les autorisations au titre du Code de l'Environnement et pour permettre la réalisation des travaux puis l'entretien des digues grâce à **des outils de maîtrise foncière** des parcelles concernées.

La majorité des digues sont déjà classées au sens du décret n°2007-1735 [3], les travaux de réparations de ces digues relèvent d'un arrêté de prescriptions complémentaires au titre de l'article R214-18 du Code de l'Environnement.

Pour les quelques nouveaux tracés, elles relèvent de la rubrique 3.2.6.0 (digues de protection contre les inondations) de l'article R214-1 du Code de l'Environnement. Ces tronçons de digues nécessitent la réalisation d'une étude de dangers.

Le projet de réparation des digues de l'agglomération troyenne, quelles que soient les catégories évoquées précédemment, comporte des travaux relevant de différentes rubriques de l'article R214-1 du Code de l'Environnement.

Un dossier d'autorisation au titre de la Loi Sur l'Eau est donc réalisé.

Des demandes de Déclaration d'Intérêt Général (DIG) et de Déclaration d'Utilité Publique (DUP) sont établies afin de mettre en place des servitudes ou, en dernier recours, d'exproprier les propriétaires des terrains auxquels l'accès est nécessaire pour réparer ou entretenir les digues, mettre en place les déversoirs de sécurité, créer des pistes d'accès, créer de nouvelles portions de digues.

Enfin, afin de permettre la réalisation du projet, une mise en compatibilité des documents d'urbanisme de certaines communes est nécessaire. Cette procédure s'exerce en application de l'article L. 123-16 du code de l'urbanisme.

Ainsi les dossiers présentés à l'enquête publique sont les suivants :

- un dossier pour la déclaration d'intérêt général ;
- deux dossiers pour la mise en place de servitudes :
  - selon le code rural pour les servitudes de passage,
  - selon le code de l'environnement pour les servitudes liées à l'utilisation des sols.
- deux dossiers au titre de la Loi sur l'Eau :
  - pour les travaux de protections de berges,
  - pour l'autorisation initiale des nouvelles digues.
- un dossier pour l'arrêté de prescriptions complémentaires sur les digues existantes ;
- un dossier de mise en compatibilité des PLU ;
- un dossier pour la déclaration d'utilité publique ;
- un dossier d'enquête parcellaire.

4 – Les études de PROJET – 2012/2013

Les études de Projet sont en cours au moment de la rédaction du présent article. Aucun détail ne pourra donc être présenté

ici. Un premier retour quant à la méthodologie employée peut néanmoins être dressé.

L'étude approfondie des états limites confirme les propositions de travaux faites au stade Avant Projet. En revanche, le découpage en tronçons homogènes, particulièrement efficace lors des phases précédentes, nécessite une révision au stade Projet. Ces tronçons sont en effet de longueurs variables, avec parfois de petits tronçons nécessitant des travaux mineurs au sein de zones importantes où il est prévu de lourds travaux. En termes de rendement, il devient alors plus économique de traiter le petit tronçon comme les autres.

Par exemple, un petit tronçon de quelques dizaine de mètres nécessitant une rehausse a été traité à l'Avant Projet par la mise en place d'un muret de rehausse. Compris entre deux tronçons nécessitant une intervention lourde par mise en place d'un rideau étanche de type palplanches, il devient plus intéressant économiquement et sur le plan de l'organisation du chantier d'appliquer cette technique sur le petit tronçon intermédiaire par soucis de cohérence et de continuité.

Par ailleurs, de nombreuses digues étant en zones urbaines, un travail important d'évaluation précise des contraintes a été mené : identification des accès (accès par voie terrestre ou fluviale), boisement en place, réseaux, bâti, interfaces avec les projets connexes. La connaissance précise de ces contraintes est un enjeu tant pour le Maître d'Ouvrage, en qualité à la fois de Collectivité Locale et de responsable de la surveillance ultérieure des ouvrages, que pour les entreprises qui seront en charge des travaux. Ce sont ces contraintes qui devraient être en effet un enjeu majeur de la phase chantier.

Conclusion

Les enjeux de cette opération peuvent être résumés autour de quatre thèmes :

Mobilisation de moyens humains importants

L'engagement de cette opération de réhabilitation des digues a nécessité pour le Grand Troyes, Maître d'Ouvrage et pour Safege qui l'a accompagné depuis les études de diagnostic jusqu'à la maîtrise d'œuvre du programme, la mobilisation de moyens humains très importants.

Pour le Grand Troyes, il a été nécessaire de réorganiser les services suite à la reprise de compétence trame hydraulique-digues avec la mise en place d'une équipe dédiée à ce projet.

Ainsi un service spécifique « Rivières et digues » a été créé par intégration des effectifs en provenance du syndicat, par redéploiement de moyens internes du Grand Troyes et par de nouvelles embauches.

Gestion des délais

Le diagnostic conduit en 2010-2011 a montré la nécessité de réaliser les travaux, au vu du mauvais état de certaines portions de digues.

Les études préalables : Etudes hydrauliques, AVP, dossiers réglementaires, dossier PSR ont été menées dans un délai très court de six mois entre novembre 2011 – juin 2012. Ce délai n'a pas permis de conduire une réflexion approfondie, notamment sur les techniques à utiliser et les conditions d'accès aux ouvrages. Cette réflexion a été reportée au stade ultérieur de la conception : le Projet.

Par ailleurs, deux points clés pour la maîtrise des délais peuvent être mis en évidence :

- Commande des données complémentaires nécessaires assez tôt pour ne pas retarder l'opération (topographie, étude géotechnique) ;
- Relation en amont avec les services instructeurs : DREAL et DDT pour maîtriser les délais nécessaires aux procédures réglementaires.

Au-delà des délais de réalisation des études techniques, qu'il est possible d'optimiser en augmentant la taille des équipes, sachant qu'il est difficile de faire travailler de nombreuses personnes sur un tel dossier sans perdre de la cohérence, l'expérience acquise sur ce projet met en évidence des délais incompressibles d'appropriation des informations, des périodes de validation, des phases d'échange avec les riverains, de discussions avec les services de l'Etat,…

Acceptabilité par les riverains

Les digues de l'agglomération troyenne se trouvent pour une bonne partie en terrain privé. Les travaux et la mise en œuvre du programme de surveillance des digues ont donc un impact assez important sur les riverains. Pour cela, des actions ont été conduites selon deux axes :

- gestion de la communication vis-à-vis des riverains : réunions publiques, rencontres individuelles afin de préparer les accès nécessaires pour les travaux et faciliter l'acceptation du projet
- préparation de la maîtrise foncière : réalisation d'une DUP, négociation amiable avec les propriétaires pour les acquisitions et la mise en place des servitudes.

Financement

Le financement de ces travaux a nécessité de la part des élus du Grand Troyes des arbitrages afin de pouvoir financer en priorité la réparation des digues.

Un dossier de subvention au titre du plan PSR a été déposé auprès de l'Etat, conduisant à une labellisation du projet et à un financement à hauteur de 40% par l'Etat.

La participation des collectivités territoriales (Conseil Général, Conseil Régional) n'est pas automatique, les opérations de restauration de digues n'apparaissant pas forcément « stricto sensu » dans les programmes d'aides. L'implication de ces derniers est loin d'être évidente malgré les enjeux humains, économiques, …

Références

[1] Circulaire du 12 mai 2011 relative a la labellisation et au suivi des projets PAPI 2011 et opérations de restauration des endiguements PSR

[2] Le plan de Submersion Rapide édité par le Service des risques naturels et hydrauliques - Mission Plan submersions marines et crues rapides

[3] Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au Comité Technique Permanent des Barrages et des Ouvrages Hydrauliques et modifiant le code de l'environnement.

Le SIRS digues deuxième génération

The second SIRS dikes software package

Isabelle Moins[1], Séverine Chardès[2], Jean-Claude Gazeau[3], Véronique Platz[4]

[1]AD Isère Drac Romanche, 38100 Grenoble, i.moins@adisere.fr
[2]SYMADREM, 13200 Arles, severine.chardes@symadrem.fr
[3]DREAL Centre, Orléans, j-claude.gazeau@developpement-durable.gouv.fr
[4]AD Isère Drac Romanche, 38100 Grenoble, v.platz@adisere.fr

Résumé

A l'issue des années 1990 et de sa série d'événements dramatiques (inondations, rupture de digues), qui sera prolongée par celle du début des années 2000, un besoin alors latent chez les gestionnaires d'endiguement prend forme : celui d'organiser et de pérenniser les informations relatives à leurs ouvrages. Il se concrétise grâce à IRSTEA qui joue un rôle de catalyseur et d'initiateur.

Un premier outil informatique, couplant un SIG à une base de données, est imaginé dès 1998. Grâce aux financements de l'AD Isère Drac Romanche, du SYMADREM et d'IRSTEA, le développement peut dépasser le stade de la maquette… Le logiciel SIRS Digues (Système d'informations à références spatiales sur les digues) est déployé en juillet 2004 chez les deux gestionnaires financeurs. La DREAL Centre devient à son tour copropriétaire de l'outil en 2006. Les DDE (DDT) de la Loire moyenne deviennent ainsi utilisatrices.

A ce jour, environ 1200 km de digues sont gérés via SIRS Digues. Le retour d'utilisation est riche et varié. Des expériences sont capitalisées depuis 2004. Suite aux diverses demandes de modifications concernant de nouvelles fonctionnalités ou des changements structurels de l'application, une refonte générale a été décidée.

Les grandes évolutions du SIRS Digues deuxième génération concernent son architecture technique, ses composants et la gestion de son cycle de vie. Un financement FEDER et Etat (DREAL Centre et Rhone Alpes) a été sollicité pour le projet V2.

Le SIRS Digues V2 sera porté par France Digues, l'association des gestionnaires de digues. La volonté des acteurs du SIRS Digues est que celui-ci soit un outil largement partagé par les gestionnaires.

Abstract

At the end of the 90's, after a decade of increasing flooding hazards not only in France but all over the world, a levees managers' underlying need takes form. They need to organise and make durable informations about their levees. IRSTEA played a part in making this project emerge and oversaw it for a while.

A first software package operating on a geographical database containing both geographic and objects and their alphanumeric description is imaginated in 1998. It is deployed in 2004 along the river Isère, in Camargues and along the middle part of the river Loire in 2006.

Today, 1200km of levees are managed with the help of SIRS Digues. The various experiences and requests for modifications have been capitalised. Most of the requests have been treated by the maintenance. Others have been kept apart because they required a deep refundation of the whole application. The rewriting of SIRS Digues was therefore decided.

Main evolutions concerns technical architecture, components, life cycle and community management. The new version will be co funded by the French State (via DREAL Rhône-Alpes and DREAL Centre), the FEDER, AD Isère and Symadrem.

SIRS Digues V2 will be managed by "France Digues" which is the association of French levees managers. The aim is to make the application widely available for most members.

Introduction

Alors que des grands fleuves français –tels la Loire- n'ont pas connu de crues majeures depuis plus de 100 ans, les années 1990 marquent le retour d'évènements dramatiques avec des inondations et des ruptures de digues (Mississipi en 1993 et New Orleans en 2005, Camargue en 1993, 1994,

2002, 2003, Pays Bas en 1993, 1995 et 2006,…). Le risque technologique lié aux endiguements a donc été régulièrement rappelé à la conscience collective en France et dans le monde. Il semble qu'on puisse admettre que la violence et la fréquence des phénomènes pluvieux augmente alors que la vulnérabilité derrières les ouvrages n'est pas toujours bien maitrisée.

Une demande sociale émergente pour diminuer les risques potentiels est répercutée par l'Etat dés les années 90, notamment à travers le soutien à divers projets de recherche.

C'est dans ce contexte qu'IRSTEA (Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture) initie un projet de système d'information à références spatiales (SIRS) lié aux digues dés 1998.

Depuis son premier déploiement chez un utilisateur en 2004, les utilisateurs ont été suivis et leurs besoins par rapport au SIRS Digues V1 ont été régulièrement recensés : des suggestions d'évolutions en matière d'ergonomie, d'interfaces utilisateurs, de fonctionnalités à améliorer ou à développer ont été capitalisées. Par ailleurs les composants et les technologies ont vieilli et sont devenues inadaptées.

Après une remise en situation du projet SIRS Digues dans son ensemble, nous verrons quelles ont été les expériences des trois principaux utilisateurs du SIRS Digues V1 depuis 2004, ce qu'ils en retirent, et les évolutions, chacun dans leur situation particulière, qu'ils ont envisagées pour optimiser leur usage de l'application.

Ces demandes d'évolution, capitalisées, ont déclenché la refonte dont nous décrirons le cadre et la méthode.

Au jour de l'écriture de cet article, c'est-à-dire en octobre 2012, la première phase de conception de la V2 est terminée mais le développement n'a pas commencé. Nous décrirons l'architecture de la V2 dans ces grandes lignes ainsi que l'évolution globale de ses fonctionnalités.
Un complément sera apporté en juin 2013.

Présentation du SIRS Digues V1

A la fin des années 1990, l'idée initiale du SIRS Digues était la construction d'un système d'information à références spatiales multi partenarial afin de permettre aux différents acteurs du risque inondation de coordonner leurs actions pour une gestion « intégrée » de la zone inondable, du lit et des digues.

Cette première idée, venue des chercheurs d'IRSTEA, devait être précisée et validée par les acteurs et utilisateurs potentiels. C'est pourquoi un travail préalable au développement informatique était nécessaire.

Méthode de conduite de projet
Ces études préliminaires ont permis de mieux cibler le périmètre fonctionnel et l'architecture du futur produit en mettant en exergue un besoin central et en tenant compte des limites budgétaires des financeurs.

L'AD Isère Drac Romanche et le SYMADREM (Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer) sont alors venus se joindre au projet et ont permis, en le cofinançant avec IRSTEA et en offrant des terrains d'application, d'aller au-delà du stade de la maquette pour en faire un logiciel opérationnel.

A la suite de ces études, l'idée initiale se trouve amendée. La figure 1 montre que la cible s'est recentrée sur les missions de diagnostic des ouvrages, de programmation et de réalisation des travaux. Ces missions vont de paire avec une gestion de documents et d'informations nombreux et variés qui se révèle stratégique. Il s'agit de pérenniser et de gérer (afficher, consulter, trier et cartographier) le patrimoine informationnel des gestionnaires pour optimiser et accélérer leurs activités quotidiennes : surveiller, diagnostiquer, programmer, communiquer et autocontrôler.

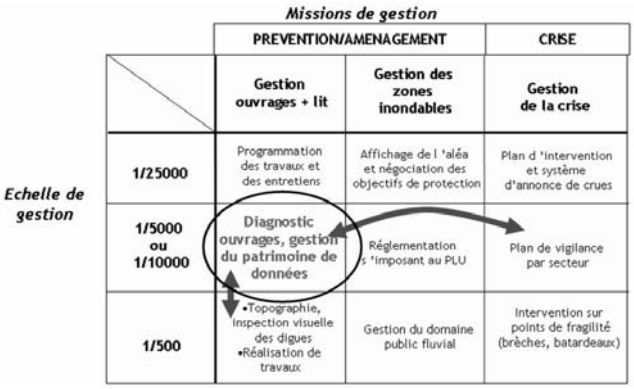


FIGURE 1 : LA CIBLE DU SIRS DIGUES V1

Caractéristiques techniques
Le SIRS V1 est basé sur l'utilisation d'ArcView auquel est intégré le Runtime Access. Il se présente comme une barre d'outils sous ArcMap, mais propose également un accès « autonome » avec une interface spécifique indépendante des produits ESRI. La V2 se basera sur des composants différents.

Que ce soit par ArcMap ou par l'interface autonome, l'application assure l'accès et la manipulation des données contenues dans une base de données géographique structurée.

Le SIRS Digues V1 –et cela sera conservé dans la V2- utilise le référencement linéaire des objets pour les situer sur la digue. Celle-ci est vue comme un axe sans épaisseur sur lequel est construit un (ou plusieurs) système de repérage curviligne. Comme pour la gestion des routes, des PR (point de repères) sont utilisés pour situés les objets (appelés « évènements ») le long de l'axe.

Les thèmes décrits sont nombreux et très complets : structure des ouvrages, désordres, végétation, réseaux, documents

divers, marchés et prestations, photos,…etc. Les objets peuvent être reliés entre eux : par exemple, un désordre peut être relié à une prestation. Tous ont une date de début et une date de fin. Ainsi le désordre ayant fait l'objet d'une prestation a une date de fin sans pour autant être effacé de la base. L'historique est donc entièrement préservé.

Caractéristiques organisationnelles

Le SIRS Digues a d'emblée été conçu non pas comme un simple produit logiciel mais comme devant être intégré à un système complet composé de software (logiciels), de matériels informatiques, de personnes formées, de méthodes, cela dans le contexte d'une organisation existante (exemple : le SYMADREM).

Pour cette raison, une attention soutenue a toujours et sera toujours portée au suivi des déploiements et du projet dans sa globalité pour qu'il continue à rester au plus près des besoins utilisateurs. C'est dans cette perspective que le projet de refonte de la V1 du SIRS Digues a vu le jour et est conduit.

Le partenariat

Le partenariat d'origine est le suivant : IRSTEA, AD Isère Drac Romanche et SYMADREM. La DREAL Centre a rejoint le groupe en 2006 en acquérant un 1/3 des droits de propriété de l'application. La société qui a assuré le développement de la V1 est Strategis, située à Montpellier.

Les retours d'expériences

Les déploiements se sont faits petit à petit, de 2004 à 2009, dans des conditions à chaque fois particulières dues aux contextes.

Le SIRS Digues au SYMADREM

Le SYMADREM est un établissement public. Il a pour missions l'entretien, la gestion et la surveillance des digues fluviales du Delta du Rhône, de Beaucaire/Tarascon à la mer, d'un tronçon de la digue à la mer et de ses ouvrages annexes (épis, brises lames, tenons).

Il réalise des études et des travaux sur son territoire de compétence, en vue d'améliorer la protection des personnes et des biens contre les crues du Rhône et les submersions marines. Il participe aux réunions de travail auprès des instances en charge de la gestion globale du fleuve Rhône ou de la mer. En période de crue, il met en œuvre son plan de gestion des ouvrages en période de crues (PGOPC) dans le cadre de ses missions de surveillance.

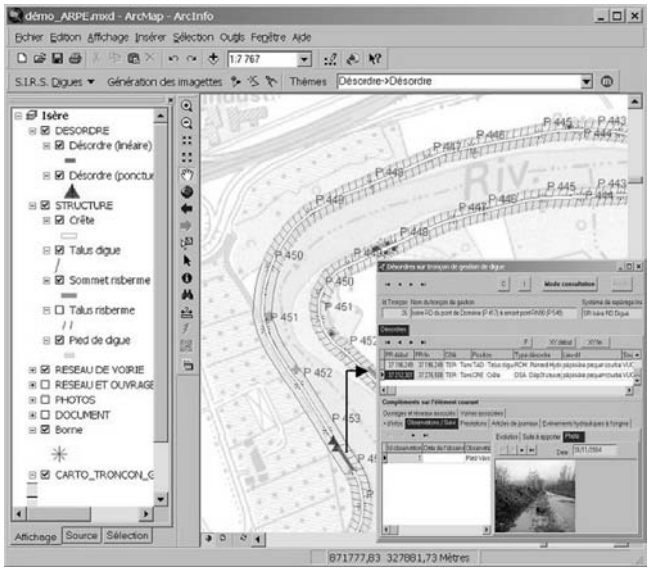


FIGURE 2 : COPIE D'ÉCRAN DU SIRS DIGUES V1

Le SYMADREM gère un linéaire de 230 km de digues de protection contre les crues et les submersions marines. Il convient, pour une meilleure appréhension des problèmes et choix des solutions les mieux adaptées, d'en connaître l'histoire ainsi que les caractéristiques présentes dans les moindres détails. L'objectif est de concentrer sur un support pratique et rapide, disponible et moderne, l'ensemble des connaissances passées et actuelles du patrimoine du SYMADREM. En effet, les données concernant les digues posent un certain nombre de difficultés spécifiques :

- Présence d'ouvrages englobés dans la digue (portes, batardeaux, bâtiments encastrés…) appartenant à et gérés par des tiers,
- Présence dans ou sur la digue de réseaux (routiers, hydrauliques…) dépendants d'autres gestionnaires,
- Présence de données très hétérogènes par leurs dates et leurs formats…
- Absence totale de donnée associée à certains ouvrages.

L'intérêt est de combiner plusieurs types de données, de les exploiter et d'en dégager de nouvelles informations.

En 2001, IRSTEA contacte le SYMADREM afin d'étudier la faisabilité technique, économique et organisationnelle du SIRS Digues en travaillant sur le système d'endiguement du delta de la Camargue. Les résultats s'avèrent concluants. Le SYMADREM et l'AD Isère Drac Romanche s'associent alors au projet pour assurer la maîtrise d'ouvrage du développement d'un premier outil SIRS Digues opérationnel.



PHOTO 1: RELEVÉS TERRAIN SUR LES DIGUES DU PETIT RHÔNE

Le déploiement de l'outil par le SYMADREM débute fin 2006 et se traduit par le recrutement d'un chargé de mission chargé en particulier de l'administration de l'outil. Une petite formation de quelques jours a été nécessaire afin de s'approprier le logiciel.

La première année est consacrée au recensement des données disponibles et de celles à acquérir, notamment pour constituer un référentiel de fonds de plan avec les données cadastrales, les données de type raster IGN, etc.

Parallèlement, une nouvelle organisation doit être mise en place notamment au niveau des gardes digues. Ce sont des agents de terrain en charge de la surveillance des digues. Ils inspectent régulièrement les ouvrages de leurs secteurs et détectent tout nouveau désordre et/ou problème de gestion courant (vandalisme, circulation non autorisée). Ce sont les principaux pourvoyeurs de données. Auparavant, leurs observations étaient seulement transmises oralement. Afin d'améliorer le relevé de leurs observations en vue de la saisie, les fiches de terrain sont améliorées en recherchant la meilleure ergonomie possible pour un usage opérationnel sur le terrain. Elles permettent de relever les observations et les interventions sur les désordres (date, type de désordre, lieu…).

Ces informations sont ensuite saisies dans le SIRS Digues. Cette nouvelle organisation permet ainsi d'avoir une meilleure connaissance et traçabilité des désordres, de leur évolution et de leur traitement.

Le SIRS Digues permet de décrire de nombreux thèmes. Des priorités de saisies ont été définies. La première d'entre elles était de recenser les ouvrages hydrauliques dits « traversants ». Les digues de Camargue sont traversées par de nombreuses canalisations d'irrigation et de drainage. On en compte ainsi plus de 300, soit une tous les 700 mètres en moyenne. Ces ouvrages, lorsqu'ils ne sont pas entretenus, constituent des points de faiblesse dans la digue et sont susceptibles d'être à l'origine de brèche. Le SYMADREM s'est donc fixé comme priorité de réaliser un recensement exhaustif de tous ces ouvrages hydrauliques. Le repérage des ouvrages a été réalisé grâce à la bonne connaissance de terrain des gardes digues. Les relevés ont été faits avec saisie des points GPS et prises de photographies géoréférencées à l'aide de fiches de terrain SIRS Digues.

Ces relevés ont nécessité une quinzaine de jours sur le terrain et autant de temps pour la saisie informatique sous le SIRS Digues car les informations de terrain devaient être complétées par les informations attributives comme le nom des propriétaires, les adresses…
Ce recensement initial de données est lourd mais il ne nécessite pas ensuite de mise à jour fréquentes.

Le SYMADREM dispose dorénavant d'un outil informatique performant de gestion des digues qui occupe une place à part entière dans son Règlement d'Exploitation des Ouvrages (REO)

Cet outil est utilisé notamment pour :

- Faciliter la gestion et l'exploitation des ouvrages ;
- Assurer la pérennisation de l'information au sein de la structure ;
- Manipuler plus aisément les informations (recherche thématique ou géographique) ;
- Réaliser des cartes et des rapports pré formatés.

Aujourd'hui, les principaux besoins du SYMADREM par rapport à une nouvelle version de l'outil sont de :

- Faciliter la réalisation des rapports réglementaires en automatisant une partie de leur production car cette tâche est actuellement longue et fastidieuse ;
- Faciliter la mise en œuvre et le suivi des Convention d'Occupation Temporaire (COT ou AOT) pour tous les ouvrages de tiers dans ou sur la digue ;
- Développer le travail en réseau en mettant notamment à disposition de nos partenaires une partie des données…

Le SIRS Digues à l'AD Isère Drac Romanche

L'Association Départementale Isère Drac Romanche est un établissement public créé en 1936 par l'Etat, suite à de graves inondations dans la vallée de l'Isère. Cette structure regroupe le département de l'Isère, 68 communes et 14 associations syndicales de propriétaires riverains. Elle gère 220 km de digues de protection contres les inondations sur les cours d'eau de l'Isère, du Drac et de la Romanche.

En 2002, l'AD Isère Drac Romanche était à la recherche d'un outil informatique pour améliorer la gestion du patrimoine d'information de ses digues. L'objectif premier était de pérenniser les informations recueillies sur le terrain tout en les structurant. L'objectif second était d'avoir une aide active à la décision pour la programmation de travaux et le diagnostic d'une situation de risque. En effet, les

endiguements gérés par l'AD Isère Drac Romanche sont très anciens et se caractérisent par une hétérogénéité liée aux différentes phases de mise en œuvre et par la présence de boisements abondants sur le corps de digue. Il en résulte une absence de lisibilité des pathologies habituellement décelables à l'inspection visuelle. Dans ce contexte, la prise de décision quant à la nécessité d'entreprendre ou non des travaux se trouve souvent moins liée à ce que l'on peut constater sur le terrain, qu'à une analyse croisée des caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement.

Dans ce contexte, l'AD Isère Drac Romanche a naturellement pris contact avec IRSTEA (institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture) qui avait publié dans les années 2000 plusieurs ouvrages en relation avec les digues.

Elle a alors pris connaissance du projet "SIRS Digues". IRSTEA était à la recherche d'un deuxième partenaire financier pour développer leur outil informatique aux côtés du SYMADREM. Après une analyse des besoins de l'AD Isère Drac Romanche par IRSTEA, ce dernier a convenu que l'outil était adapté à son mode de fonctionnement.

L'AD Isère Drac Romanche a ensuite, entre 2003 et 2004, collaboré et financé le développement de SIRS Digues avec le SYMADREM et IRSTEA. Pendant toute la phase de développement, l'objectif a été de faire en sorte que l'outil réponde au plus près aux besoins des gestionnaires de digues.

Fin 2004, L'outil a été déployé dans sa première version à l'AD Isère Drac Romanche et au SYMADREM.

Il a fallu 2 ans à l'AD Isère Drac Romanche pour que la base de données soit suffisamment alimentée pour pouvoir être véritablement exploitée.

L'arrivée de SIRS Digues oblige à réorganiser les méthodes et les outils de travail. Ainsi à l'AD, il a été mis en place un système de repérage sur les digues (mise en place de bornes à l'emplacement de profils en travers historiques, le GPS ne passant pas bien en raison du couvert boisé), cela a permis d'avoir une meilleure précision sur le relevé des informations issues du terrain.

Le personnel a du être formé à l'utilisation de SIG (outil qui n'était pas du tout utilisé avant), à de nouvelles méthodes de relevé des informations sur le terrain (fiche de relevés SIRS Digues avec des codes différents pour chaque thématique).
La désignation d'un administrateur de l'outil au sein de la structure s'avère aussi primordial puisque c'est lui qui créé les tronçons de gestion, les systèmes de bornages (réels ou fictifs), organise les relevés, contrôle les saisies (on relève environ 2 % d'erreur de saisie), vérifie la cohérence des données, définit les règles et les usages interne propre à chaque gestionnaire. Il est donc important pour le bon démarrage de l'outil et sa pérennité que l'administrateur soit issu d'un personnel permanent et stable.



PHOTO 2: BORNE DE LOCALISATION

La plus grande difficulté avec SIRS Digues est qu'il permet de décrire énormément de choses ; il faut alors toujours garder à l'esprit qu'il ne faut relever que les éléments utiles pour les gestionnaires et qui ont un sens.

Après huit années d'utilisation de SIRS Digues, le retour d'expérience s'avère positif puisque l'outil permet de décrire, structurer et stocker les connaissances de manière homogène. La standardisation des relevés de terrains s'est aussi avérée très bénéfique en termes de gain de temps (un mois de relevés de terrains correspond à une semaine de saisie informatique). C'est un outil d'aide à la décision précieux qui permet de conserver et d'analyser de multiples données, avec l'aide d'un support cartographique.

Enfin, il permet la production d'informations nouvelles issues de croisement de données et il facilite la gestion en crue (secteur en charge, zone de surverse, points d'accès…).

En termes d'ergonomie, dès le premier contact, le logiciel apparaît comme simple d'utilisation et il est très facile de former un nouvel utilisateur en quelques heures.

SIRS Digues est devenu au sein de l'AD Isère Drac Romanche un outil incontournable dans la gestion des endiguements.

Aujourd'hui, les attentes de l'AD Isère Drac Romanche par rapport à une nouvelle version de l'outil serait de pouvoir automatiser des extractions de la base dans des rapports prédéfinis tel que les rapports de surveillance programmée, le rapport des visites techniques approfondies, la déclaration annuelle des événements relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques et les dossiers d'ouvrages.

Le développement d'une interface permettant de faire de la cartographie sans être expert en SIG serait aussi fortement apprécié par les utilisateurs de base.

Enfin, la mise en place de systèmes d'alerte en cas de redondances des données serait appréciée.

Au-delà de tous les avantages liés à la mise en place de SIRS Digues à l'AD Isère Drac Romanche, cet outil a permis de

développer un réseau d'échanges sur d'autres thèmes intéressant les gestionnaires de digues. Cela a largement contribué à l'idée de faire émerger : France Digues, la structure dédié aux gestionnaires de digues.

L'expérience de la DREAL Centre

La DREAL-Centre est DREAL du bassin Loire Bretagne. Au sein de celle-ci, le SLBLB (Service Loire Bassin Loire Bretagne) participe à la gouvernance et au pilotage des actions inscrites au plan Loire grandeur nature, au nom du Préfet Coordonateur de bassin.

La Loire, « fleuve royal » s'étendant sur 1020 kilomètres, est le plus long cours d'eau de France. L'Etat en est le principal propriétaire. Elle est bordée en rive droite et gauche par six cents kilomètres de digues, appelées aussi levées. Elles protègent des vals où vivent plus de 300 000 personnes.

En 2005, la DIREN-Centre (devenue DREAL-Centre en 2010) assiste à la présentation de l'application SIRS Digues lors de la conférence SIRNAT (systèmes d'information pour les risques naturels) à Montpellier. Très motivés à l'idée de pouvoir concentrer toute l'information dans une base unique, la DIREN-Centre signe avec IRSTEA une convention pour réaliser un test expérimental de l'application sur la digue de l'Authion, longue d'environ 13 kilomètres. L'objectif est de vérifier que l'application répond aux besoins des gestionnaires.

La DIREN-Centre ne dispose pas alors d'une représentation graphique des ouvrages de protection. Elle doit solliciter chaque département pour avoir l'information. Elle constate également que le niveau d'intervention sur les ouvrages peut être différent d'un département à l'autre et que les DDE(s) – devenues DDT en 2010- utilisent des outils cartographiques différents (Autocad, MapInfo …). Le morcèlement des informations rend le travail de synthèse difficile. La DIREN-Centre décide d'acquérir l'application SIRS Digues en s'associant par conventionnement avec le SYMADREM et l'AD Isère Drac Romanche. Les trois entités deviennent co-titulaires des droits de propriété de l'application, partageant tous les frais.

Les DDE ne disposant pas des moyens pour saisir les données terrain ont sous-traité à des bureaux d'études l'initialisation de la base. Ce fut une difficulté supplémentaire pour la DREAL-Centre puisqu'il a été nécessaire de former une personne au moins par DDE et une ou deux personnes par bureaux d'études. La formation s'est orientée autour de trois axes :

- saisie des fiches terrain ;
- apprentissage à l'outil cartographique ;
- saisie des fiches dans le logiciel SIRS Digues

Le déploiement de l'application, s'est fait progressivement sur plusieurs mois, en fonction de la motivation des agents et de l'organisation des structures.

La DIREN-Centre s'est beaucoup appuyée sur l'expérience de l'AD Isère Drac Romanche et d'IRSTEA.

Dans un premier temps, les DDE(s) ont réalisé avec l'aide de l'IRSTEA et de la DIREN-Centre, une étude préalable à l'installation, ce qui a permis de définir l'organisation à mettre en place. Il s'agit principalement de :

- identifier les acteurs
- délimiter les tronçons
- identifier le système de repérages, bornage réel ou fictif
- définir les procédures en lien avec la DIREN.
- évaluer l'impacte financier
- établir un planning prévisionnel

Il est important de cibler les éléments pertinents pour le gestionnaire.

Dans un second temps les utilisateurs ont été formés et le logiciel a été installé en fonction de l'organisation définie dans l'étude préalable.

L'avancement de l'alimentation de la base est bien différent d'un département à l'autre, trois départements sur six ont terminé la saisie, ce qui représente plus des trois quart du linéaire de digues. Les trois autres devraient terminer en 2013.

Le bilan est plutôt positif, on constate que l'outil devient indispensable dès que le gestionnaire recherche une information par exemple « linéaire de désordre sur la digue », végétation sur un franc bord etc. Le logiciel est utilisé pour la réalisation des études de diagnostic, le classement des digues et les études de vals.

Le support cartographique facilite la compréhension. Il permet également de voir très rapidement les disfonctionnements et les erreurs. La bancarisation de la photothèque permet de gérer facilement le stock important d'images.

L'option de sous-traiter la saisie des données a permis au SIRS Digues d'être rapidement opérationnel. Cependant ce n'est peut être pas la solution idéale. Les bureaux d'études doivent être très soutenus et les données systématiquement vérifiées. Le taux d'erreurs de saisie est important. L'installation de la base sur plusieurs sites pose des problèmes de coordination. L'agent administrateur de la base en DDE se sent moins investi, le prestataire prend quelques libertés et en oublie les préconisations initiales, cela augmente les difficultés de corrections.



PHOTO 3 : UNE LEVÉE DANS LE MAINE ET LOIRE

La DREAL-Centre avait pour objectif initial de centraliser les données des six départements en une base unique. Face aux difficultés de synchronisation, l'idée a du être momentanément abandonnée.

Outre l'utilisation par les services gestionnaires, le CETE (Centre d'Etude Technique de l'Equipement) Normandie Centre a spécialisé une équipe du Laboratoire de Blois dans la réalisation des études de dangers des digues de classe A et B sur la Loire. Le Laboratoire a développé une application qui permet de calculer des probabilités de rupture en intégrant, notamment, les données de la base SIRS Digues.

La DREAL-Centre a mis en place un club des utilisateurs du SIRS Digues, il est composé des différents utilisateurs gestionnaires des ouvrages mais également de l'AD Isère Drac Romanche comme pôle support de l'application. C'est l'occasion d'échanger, de partager les expériences et de faire remonter les problèmes… L'objectif est de créer une culture commune et développer de nouvelles compétences.

Avec l'évolution rapide du matériel, les utilisateurs souhaitent disposer d'un outil plus ergonomique, convivial et simple, surtout pour la cartographique. Les agents de terrain, voudraient disposer d'un outil portable type tablette pour consulter, mettre à jour ou vérifier directement la donnée. Les administrateurs attendent également des éditions spécifiques en lien avec leurs activités, par exemple, les visites techniques approfondies ou bien les rapports de surveillance... mais aussi des modules complémentaires pour gérer les autorisations d'occupation temporaire du Domaine Public Fluvial.

L'outil SIRS Digues permet de bancariser toutes les données utiles sur les digues. Grâce à un effort conséquent des gestionnaires, aucune décision n'est prise aujourd'hui sans consulter cette base. SIRS Digues devient le référentiel incontournable des ouvrages de protection contre les crues.

La refonte du SIRS Digues

Au fil de son utilisation, des demandes de modifications apparaissent et sont capitalisées. Elles sont de diverses natures. Les bugs, de moins en moins nombreux, sont corrigés dans le cadre de la maintenance applicative. De « petites » évolutions rentrent dans le périmètre fonctionnel d'origine et n'ont pas d'impact sur la structure du code ou de la base. Elles sont également traitées par la maintenance. Les « adaptations » sont prises en charge par la maintenance. Elles concernent par exemple le passage à une version plus récente d'ArcView. Restent un certain nombre de demandes d'évolutions susceptibles d'entrainer des changements profonds dans l'application et les demandes de fonctionnalités nouvelles. Ces dernières sont mises de côté et réservées pour une version 2.

Les points sensibles

Certaines demandes récurrentes se distinguent comme on peut le noter dans les témoignages des utilisateurs :

- l'ergonomie : la V1 est un produit qui semble difficile à appréhender pour certains utilisateurs dont le métier n'est ni la géomatique ni l'informatique mais la gestion des digues… l'ergonomie est jugée médiocre, notamment en ce qui concerne la cartographie, trop complexe à maîtriser.
- Les contrôles internes : un inconvénient majeur constaté est l'absence de contrôles de cohérence interne lors des saisies. Un utilisateur peut saisir deux fois le même objet sans avoir d'avertissement du logiciel. Par ailleurs, un besoin souvent rencontré est celui de définir des profils d'utilisateurs, afin que tous n'aient pas les mêmes droits d'accès aux données (consultation ou modification par exemple)
- la modularité : en lien avec l'évolutivité et l'ergonomie, une application modulaire est plus facile à appréhender intellectuellement pour les utilisateurs et plus facile à maintenir pour les développeurs.
- l'évolutivité : des demandes de nouvelles fonctionnalités apparaissent, telle la production de rapports suite au décret de 2007, la gestion des autorisations d'occupations temporaires, le développement d'un outil portable sur le terrain, etc. L'usage même d'Access est un frein à l'évolutivité générale. Ses capacités sont dépassées par la complexité de la base de données et les demandes des utilisateurs.
- la maintenabilité : au fil des années la maintenance de l'outil est devenue plus difficile. Il devient « instable ». Lorsqu'une modification est faite, il peut y avoir des répercussions là où on ne les attend pas et elles sont de fait difficiles à détecter. Il est donc de moins en moins évolutif alors que c'est un point capital.

- l'ouverture : la possibilité de dialoguer avec d'autres outils informatique utilisés par les gestionnaires, sans toutefois être redondant avec ces outils, est demandée. Le SIRS Digues doit permettre au maximum les échanges et donc respecter autant que faire ce peu toute norme ou standard existant.
- Une base de données centralisée : le SIRS V1 est mal adapté à un gestionnaire qui aurait des antennes délocalisées. Si un outil de synchronisation a été développé, il reste d'un usage beaucoup trop complexe.

La pertinence de repenser globalement l'application pour la rendre plus adaptée aux besoins des utilisateurs est devenue incontournable. La décision de la refonte a été prise.

Méthode de la refonte

La méthode suivie s'est inspirée fortement de la première version du SIRS. Une étude préalable est réalisée de septembre 2011 à octobre 2012.

Un diagnostic technique de la V1 est réalisé. Il a permis de poser un regard critique sur le travail effectué il y a 10 ans, d'évaluer ce qu'il y avait à faire pour arriver à une version 2. On évolue la faisabilité du projet, on précise ses contours afin de le chiffrer.

Le périmètre fonctionnel des extensions (modules) qui sont envisagées ont été évalués pour hiérarchiser leur réalisation dans le temps.

Les besoins de « haut niveau » chez un panel d'utilisateurs actuels ou potentiels ont été recensés.

On a enfin étudié des solutions d'architecture informatique qui tiennent compte des évolutions demandées et établi les prémices d'un « modèle économique » capable d'assurer la dynamique de la V2 à long terme.

Les propositions issues de l'étude préalable

Un certain nombre d'axe d'amélioration a été mis à jour.

Des composants bloquants en particulier pour l'évolutivité et la maintenanbilité peuvent être changés : Access, ArcGis, Delphi (langage de développement)… La V2 sera une véritable application client-serveur, ce qui apportera en particulier la possibilité de gérer les différents profils utilisateurs. L'architecture globale de l'application sera repensée en fonction de cela et aussi d'une organisation en modules de traitements métier (gestion de la végétation, gestion des AOT, production de rapports, gestion des berges,…). Ces modules pourront être développés à la demande autour d'un noyau central générique de description de la digue. Le noyau devra être assez universel pour intéresser un grand nombre d'utilisateurs potentiels, même hors de nos frontières.

Une attention soutenue sera apportée à la rédaction de la documentation, à la gestion de l'intégration des évolutions, au suivi des versions… et de façon générale à la gestion du cycle de vie du logiciel.

Le SIRS Digues V2 sera un produit Open source avec un copyleft fort pour les briques qui lui sont propres, c'est-à-dire respectant les 4 libertés fondamentales (utilisation, étude, modification et duplication en vue de sa diffusion) tout en n'autorisant aucune appropriation. Une réflexion est menée sur le modèle économique permettant au SIRS Digues d'assurer sa dynamique à long terme.

Le financement et les délais

Le développement de la nouvelle version est assuré grâce à des financements Etat (DREAL Rhône Alpes : 40%, DREAL Centre 10%), FEDER (30%). L'AD et le SYMADREM prennent en charge à égalité les 20% restants.

Le cahier des charges du développement sera rédigé pour le début de 2013. Après un appel d'offre, le (ou les) prestataire choisi se verra confié non seulement le développement proprement dit mais également les études détaillées (besoins, spécifications). La version 2 du SIRS Digues est attendue pour le courant 2014.

Le rôle de France Digues

C'est l'association France Digues, regroupant les gestionnaires de digues français et créée à l'initiative de l'AD, du SYMADREM et de la DREAL Centre, qui reprendra la gestion et le suivi du SIRS Digues. Un site communautaire sera développé sous la responsabilité de l'association pour accompagner les utilisateurs et les développeurs. Elle proposera des prestations d'accompagnement aux utilisateurs : formations, aide au déploiement, maintenance, assistance technique et méthodologique, etc.

France Digues pourra créer et proposer d'autres outils, numériques ou non, à l'usage de ses membres gestionnaires.

Les prestations qu'elle proposera ainsi à ses membres représenteront une petite partie de ses activités dont le cœur est la professionnalisation du métier de gestionnaires : formations technique, mise en réseau, retours d'expériences, veille technique et juridique, etc…

Projet SAO POLO
Adaptation des structures côtières au changement climatique

The SAO POLO project
Adaptation of coastal structures to climate change

P. Sergent[1], G. Prévot[1], G. Mattarolo[2], M. Luck[2], J. Brossard[3], D. T. Nguyen[3], G. Morel[4], N.-F. Mar[4,5], M. Benoit[2], F. Ropert[6], N. Guillou[1], F. Bouttes[1], X. Kergadallan[1], J.-J.Trichet[1], J.-R. Delisle[2], J.-M. Menon[2], P. Mallet[7], N. Voyneau[4], M. Lam[1], G. Le Banner[1]

[1] CETMEF, Compiègne, philippe.sergent@developpement-durable.gouv.fr
[2] EDF, Chatou, giovanni.mattarolo@edf.fr
[3] Université du Havre, Le Havre, jerome.brossard@univ-lehavre.fr
[4] Université de Technologie de Compiègne, Compiègne, gilles.morel@utc.fr
[5] Office des Risques Majeurs de l'Estuaire de la Seine, Le Havre, fatou.mar@ormes.asso.fr
[6] REPORTEX, Compiègne, soframarp@wanadoo.fr
[7] Communauté de l'Agglomération Havraise, Le Havre, pascal.mallet@agglo-havraise.fr

Résumé

Avec la remontée du niveau moyen de la mer (NMM), les digues côtières seront exposées à des vagues dont la hauteur sera plus grande que la valeur de dimensionnement, notamment toutes les structures construites en faibles profondeurs où la profondeur impose l'amplitude maximale à cause du déferlement bathymétrique. Si une hausse d'un mètre du NMM doit se produire, ces ouvrages devront être rehaussés en première approche de deux à trois mètres pour conserver la même performance en termes de franchissement. En outre, ils subiront une augmentation des dommages non négligeables et la masse des blocs de la carapace devra souvent être doublée. L'approche statistique modère les premières conclusions car elle considère l'ensemble des évènements y compris les évènements en situation de shoaling. Schématiquement, avec l'augmentation progressive des dommages, le gestionnaire adoptera un des scénarios suivants selon la sévérité des changements : a) réparer l'ouvrage à l'identique b) renforcer l'ouvrage c) changer les dimensions de l'ouvrage d) le démolir et lancer un repli stratégique.

Trois axes se dégagent pour renforcer les structures : limiter le franchissement (par exemple en modifiant le mur de couronnement), améliorer la stabilité de la carapace (en ajoutant une couche d'enrochements supplémentaire ou en adoucissant la pente) et réduire les sollicitations extérieures i.e. la houle (en implantant un ouvrage détaché ou en assurant un rechargement de sable). Il s'avère que l'ajout d'un becquet est une solution très efficace pour les ouvrages imperméables. Cette solution doit souvent être complétée par une couche supplémentaire d'enrochements pour les ouvrages perméables. Le bassin de déversement est aussi une solution prometteuse. L'approche coût bénéfice appliquée à la ville du Havre a montré que la solution du renforcement ne deviendra économiquement justifiée sur le quartier Malraux que si la montée du NMM atteint 1 m. Le redimensionnement ou le repli stratégique quant à eux ne peuvent être envisagés que pour des niveaux plus importants (au-delà de 2 m).

Abstract

With the mean sea level (MSL) rise, coastal defence structures will be exposed to larger wave heights than the design values, in particular all the structures that are built in shallow waters where the depth imposes the maximal wave height because of bathymetric breaking.

If MSL rise is one meter, the crest of these structures will have to be raised between two and three meters in order to keep the same overtopping volumes. Moreover the structures will have more severe damages and mass of armour units will have often to be doubled. Statistics moderate the first conclusions because it keeps into account the whole set of events including in particular shoaling waves. Schematically with the increase of damages, the stakeholder will adopt one of the following scenarios according to the severity of changes: a) repair the structures as it is b) reinforce the structures c) re-design the structures d) demolish and accept coastal realignment.

Three axis of reinforcement of structures are presented: limiting overtopping by modifying for example the crown wall, improving armour stability by adding an armour layer or by using milder armour slope and reducing the incident wave energy by building a detached low-crested breakwater or by sand nourishment. A curved parapet wall is a very efficient solution for impervious structures. This solution must often be completed by an additional armour layer for pervious structures. The drainage basin is also a promising solution. Cost benefice analysis (CBA) applied to Le Havre City shows that reinforcement becomes economically justified in Malraux district when MSL-rise is 1 m. Re-design and coastal realignment as far as they are concerned are acceptable when MSL-rise exceeds 2 m.

Introduction

Quelques travaux, sur l'influence du changement climatique sur les ouvrages ont déjà été réalisés dans le cadre du projet Discobole [6]. Les méthodes utilisées actuellement pour le dimensionnement des ouvrages ne permettent pas cependant d'estimer correctement les conséquences du changement climatique pour trois raisons :

- le dimensionnement n'est pas basé sur une approche statistique, seule approche permettant de gérer la complexité des aléas côtiers ;
- les règles de dimensionnement sont en général proposées pour des ouvrages neufs et considèrent mal le renforcement des ouvrages anciens ;
- l'ouvrage est en général considéré seul et pas dans un système de danger. Or le danger se situe à plusieurs échelles (l'échelle de l'ouvrage, l'échelle de la zone directement protégée par l'ouvrage, l'échelle de la zone impactée par le risque de submersion).

Le projet SAO POLO vise à répondre à ces trois problématiques. Le projet utilise:

- des méthodes analytiques et statistiques pour estimer les impacts du changement climatique en termes de franchissements et stabilité sur des structures côtières situées en zone de déferlement avec une bathymétrie régulière et une houle normale à la côte ainsi que les conséquences sur l'actualisation des dimensions (stratégie c).
- des méthodes d'essais physiques en canal à houle pour étudier le renforcement de trois types d'ouvrages de défense existants (stratégie b).
- une étude cas sur le quartier Malraux de la ville du Havre pour établir une stratégie socio-économique de choix parmi les quatre stratégies (a-b-c-d).

Actualisation du dimensionnement des ouvrages

Une étude analytique est menée pour un ouvrage situé en zone de déferlement. L'élévation de la cote d'arase de l'ouvrage ΔD entre l'état final (avec remontée du NMM Δh) et l'état actuel est obtenue pour des débits de franchissement faibles (i.e. $q<5.10^{-2}m^3/ml/s$). Le rapport $\frac{\Delta D}{\Delta h}$ dépasse toujours 1 et s'approche de 2 pour des ouvrages perméables et 3 pour des ouvrages imperméables.

Quelles que soient les conditions de houles au large, les ouvrages implantés dans des zones très peu profondes (hauteur en pied de 0 à 2 m) risquent d'après les calculs de subir aussi de très forts dommages sur leur carapace. Les ouvrages les plus concernés risquent d'être les ouvrages de haut de plage. Comme l'élévation de la cote d'arase de l'ouvrage, le poids nécessaire des blocs augmente linéairement avec la remontée du niveau moyen de la mer.

Une méthode statistique basée sur une méthode de Monte Carlo et sur les probabilités conjointes (hauteur de houle au large, niveau) a été ensuite testée sur la digue de Deauville (cf. figure 1). Cette méthode nécessite dans un premier temps une analyse distincte des probabilités d'occurrence de hauteur de vague de pleine mer (hauteur significative maximale atteinte entre deux pleines mers consécutives) et des surcotes de pleine mer (différence entre le niveau maximum observé et prédit au voisinage du moment de pleine mer). Dans un second temps la modélisation de la dépendance vague/surcote est effectuée, via un changement de variable (transformation en distribution normale centrée), dans un espace de travail normalisé (fonction normale bivariée). Un tirage aléatoire fournit enfin la base de données représentant 10 000 ans de données de pleines mers (hauteur de houle au large, niveau) soit 7 060 000 conditions exploitables. Ces dernières ont été ensuite propagées et les franchissements induits ont été déterminés en faisant varier le NMM. Deux types de résultats ont été obtenus : (a) l'évolution des périodes de retour des évènements de franchissements avec une augmentation du niveau d'eau ; (b) le rehaussement des ouvrages nécessaire pour conserver les mêmes périodes de retour de franchissements.

Les résultats en termes de période de retour sont rassemblés dans le tableau 1. Le débit d'étude pour Deauville est fort (5.10^{-2} $m^3/s/ml$), débit provoquant le naufrage des plus petits navires en arrière de la digue à cause des franchissements. C'est pour cela que la période de retour actuelle est importante (1 000 ans). La grande valeur de la période de retour initiale implique une variation rapide de cette valeur avec l'élévation du NMM. Les résultats en termes d'augmentation de la cote d'arase sont rassemblés dans le tableau 2.

TABLEAU 1 : EVOLUTION DES PÉRIODES DE RETOURS

Augmentation du NMM (cm)	0	40	60	100
Nombre d'occurrences ($q > 5.10^{-2}$ $m^3/s/ml$)	10	71	218	2437
Période de retour correspondante (an)	1000	141	46	4

TABLEAU 2 : ÉVOLUTION DES COTES D'ARASE

Augmentation du NMM (cm)	0	40	60	100
Augmentation de la cote d'arase de la digue (cm)	0	57	85	140

Pour des ouvrages en enrochements, l'étude analytique montre que pour une élévation du niveau moyen de la mer d'un mètre, le rehaussement de l'ouvrage est égal à 1,74 m pour un débit de $5.10^{-2}m^3/s/ml$. Les résultats de l'analyse statistique modèrent ces résultats car le rehaussement prévu est de 1,40 m à Deauville pour $5.10^{-2}m^3/s/ml$.

Cette différence vient du fait que, dans l'analyse statistique, l'ensemble des conditions de houle est pris en compte (conditions de déferlement et conditions de shoaling) alors que dans l'étude analytique seules les houles en conditions de déferlement sont étudiées. Si seules les conditions de shoaling étaient prises en compte, le rehaussement serait environ égal à l'élévation du NMM, soit 1 m.

Méthode de probabilité conjointe

DEFRA/Environment Agency [1] [5] résume les méthodes de probabilités conjointes pour le domaine de l'aménagement côtier. La propagation de houle est réalisée dans notre étude à l'aide de la méthode analytique de Goda [4] et le calcul des franchissements par les formules du TAW [9].

La propagation de houle du large à la côte réalisée à l'aide de la méthode analytique de Goda sur une pente uniforme distingue deux zones : la zone de shoaling d'une part où la hauteur de houle augmente légèrement lorsque la profondeur diminue puis la zone de déferlement où la hauteur de houle diminue rapidement avec la profondeur.

La figure 2 présente l'effet de la remontée du niveau moyen sur la houle devant l'ouvrage. La remontée du niveau moyen de la mer peut être représentée comme un déplacement de l'ouvrage vers le large. Par conséquent, les ouvrages actuellement en zone de shoaling ne verront pas de changement significatif de la houle. Les ouvrages actuellement en zone de déferlement c.a.d. en faible profondeur seront soumis en revanche à une houle plus forte.

La méthode de probabilité conjointe est illustrée par la figure 3. Cette figure présente deux familles de courbes : les courbes d'iso-probabilité d'un évènement de pleine mer dans le plan (hauteur de houle au large, niveau) d'une part et les courbes d'iso-débit de franchissement sur le même plan. L'intérêt de cette présentation permet de distinguer les probabilités d'un évènement de la probabilité d'un impact (par exemple d'un débit de franchissement) qui est calculée ici par le nombre relatif d'évènements donnant des franchissements supérieurs au débit donné.

La figure 3 montre ainsi que ces évènements se répartissent deux groupes : ceux qui se situent en zone déferlement (houle forte) et ceux qui se situent en zone de shoaling (niveau de pleine mer haut). Sur la figure 3, parmi tous les évènements de période de retour 5 ans, l'évènement donnant le débit de franchissement le plus fort ($5.10^{-2}m^3/s/ml$) se trouve à la limite entre déferlement et shoaling.

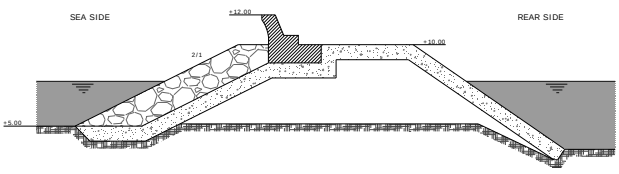


FIGURE 1 : DIGUE DE DEAUVILLE

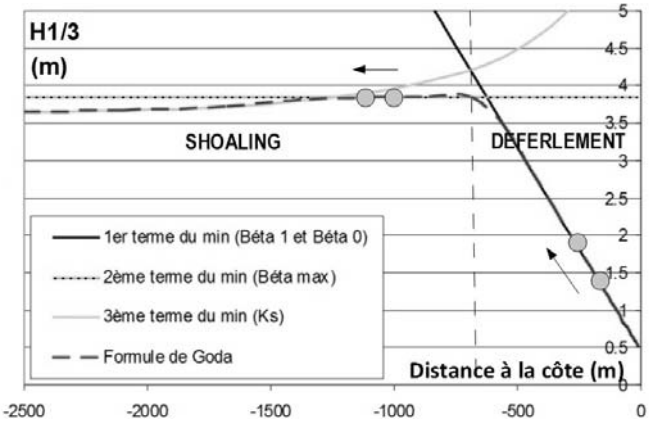


FIGURE 2 : PROPAGATION DE LA HOULE À L'AIDE DE LA MÉTHODE DE GODA

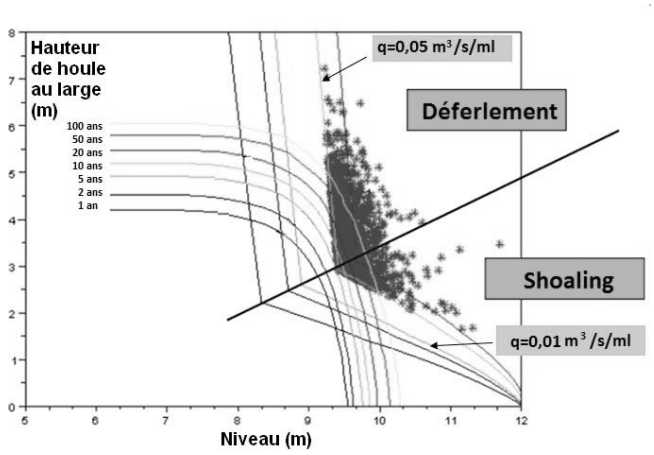


FIGURE 3 : COURBES D'ISO-PROBABILITES D'UN ÉVÈNEMENT ET D'ISO-DÉBITS DE FRANCHISSEMENT

Renforcement des ouvrages

Nous rappelons les stratégies d'adaptation proposées à un gestionnaire : a) réparer l'ouvrage à l'identique b) le renforcer c) changer ses dimensions ainsi que l'occupation de l'espace à proximité d) lancer un repli stratégique et démolir l'ouvrage. Le redimensionnement de l'ouvrage est une opération coûteuse. Le gestionnaire se contentera souvent d'un renforcement (stratégie b). Le renforcement a été étudié sur trois types d'ouvrage à l'aide d'essais physiques.

Ouvrage maritime

L'étude A a été réalisée en canal à houle au Laboratoire Ondes et Milieux Complexes FRE-CNRS 3102 de l'Université du Havre en 2010 et 2011 pour caractériser quelques options de renforcement pour un ouvrage maritime à talus en enrochements.

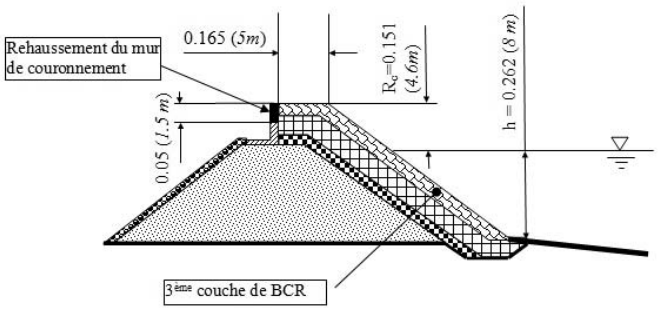


FIGURE 4 : RENFORCEMENT PRÉCONISÉ

Pour une surélévation du niveau moyen de 1 m, parmi les solutions envisagées, seul le renforcement de la digue par une troisième couche de Blocs Cubiques Rainurés (BCR) et un rehaussement du mur de couronnement jusqu'au niveau de la berme supérieure permet de limiter les débits de franchissement aux valeurs initiales. Avec des blocs de mêmes dimensions que ceux des deux couches initiales, la stabilité de la carapace est nettement améliorée par rapport à la configuration initiale.

Perré maçonné imperméable

L'étude B a été réalisée en canal à houle au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011 pour étudier expérimentalement différentes solutions de renforcement de perrés maçonnés imperméables permettant de conserver les caractéristiques en franchissement suite à une remontée maximale du NMM de 1 m. Les solutions de renforcement s'avérant les plus pertinentes sont le parapet de hauteur 1 m (cf. figure 5) et le bassin de déversement (cf. figure 6), dans la mesure où elles permettent à l'ouvrage d'atteindre en climat futur des performances en termes de franchissement voisines ou légèrement meilleures que celles constatées en climat actuel avant mise en place du renforcement. Le bassin de déversement consiste à créer devant l'ouvrage une promenade de front de mer protégée par un parapet poreux avec des orifices rectangulaires.

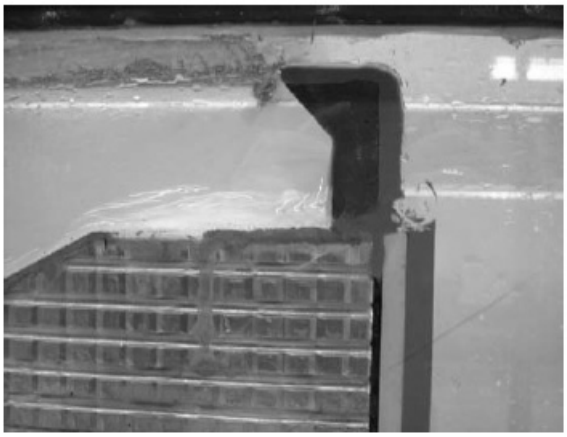


FIGURE 5 : BÉQUET

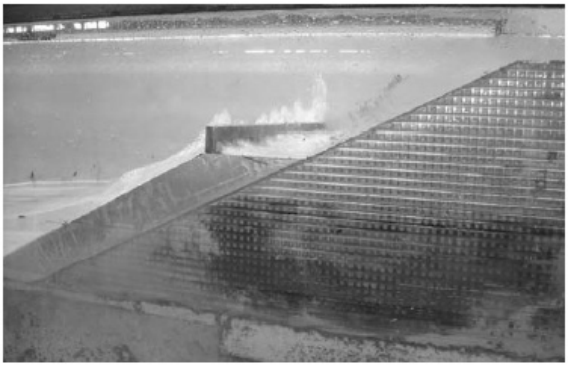


FIGURE 6 : BASSIN DE DÉVERSEMENT

Les solutions consistant à ajouter des enrochements sur la pente du perré sont quant à elles non adaptées dans la mesure où, bien qu'efficaces dans un premier temps pour réduire les franchissements, elles présentent des problèmes de stabilité (malgré le calibre important des blocs mis en oeuvre dans les essais, à savoir 4-6 T).

Protection de haut de plage en enrochements

L'étude C a été réalisée en canal à houle au Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement en 2011 et 2012 pour étudier expérimentalement différentes solutions d'une protection de haut de plage en enrochements avec noyau perméable permettant de conserver les caractéristiques en franchissement et de stabilité suite à une remontée maximale du NMM de 1 m. Parmi les solutions testées, les deux configurations qui ont montré la meilleure performance sont les suivantes : 1) troisième couche construite avec des blocs de taille 5-6 T couplée avec un parapet de 2 m de hauteur ; 2) changement de la pente de l'ouvrage (pente 1:3 au lieu de 1:2) et construction d'un parapet de 1 m de hauteur. La solution du parapet seul n'a pas été retenue en raison de problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Sélection de la strategie de défense pour le quartier Malraux au Havre

Les sites de l'agglomération du Havre

La ville du Havre est traversée d'Est en Ouest par une falaise morte qui marque l'ancienne démarcation entre la ville haute et la ville basse. La ville basse est donc aménagée dans l'ancien espace intertidal, c'est-à-dire l'espace de propagation des ondes de marées, où le niveau de la mer évolue entre marée haute et marée basse. Au niveau de cette ville dite « basse », on trouve la plage à l'ouest, l'entrée du port au Sud Ouest ainsi que le déploiement du port et des bassins au Sud et Sud-Ouest. Même si cet espace de fluctuations des marées a été le terrain d'aménagements divers et variés : chenalisation du cours d'eau, endiguements, construction de bassins, installations d'écluses ou poldérisation, la ville basse et le port n'en restent pas moins des espaces naturellement soumis au risque de submersion marine [2]. Pour analyser ce risque de façon approfondie, nous avons choisi trois sites correspondant à des configurations différentes en termes de submersion (débordement versus franchissement) mais également en termes de protection et scénarios d'adaptation.

Les quartiers Centre et Saint-François sont protégés de la houle par la digue du port et de petits murets autour des bassins mais sont les quartiers les plus bas et les premiers soumis à une inondation par débordement comme cela s'est déjà produit dans le passé pour le quartier Saint-François.

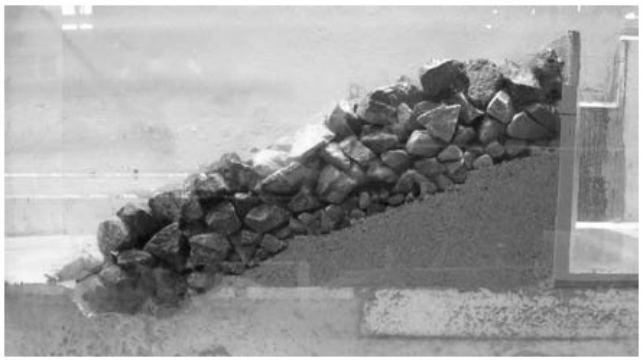


FIGURE 7 : TROISIÈME COUCHE DE BLOCS DE 5-6 T ET PARAPET DE 2 M



FIGURE 8 : CHANGEMENT DE PENTE ET PARAPET DE 2 M

Ensuite, l'espace littoral constituée de la commune de Sainte-Adresse et en dessous de la plage du Havre est protégé par un ouvrage de défense en muret du haut de Sainte-Adresse jusqu'au sud de la plage sur 1 500 mètres et d'un ouvrage en galet au sud du port de plaisance sur 800 mètres.

Le quartier Malraux protégé par un ouvrage en enrochements surmonté lui-même d'un muret est un des sites les plus intéressants pour notre étude car l'ouvrage soumis à la houle peut subir des dommages lors des évènements extrêmes. Nous avons calculé, pour différentes élévations du NMM, le volume total d'eau qui franchit l'ouvrage de protection (et qui va inonder la ville) pendant la durée d'un événement extrême (marée haute + tempête) estimé au Havre à environ 2 heures. Pour cela, le débit moyen est d'abord calculé (par ml) sur un tronçon du parapet puis multiplié par la longueur du tronçon puis par la durée de 2 heures pour obtenir un volume sommé sur la longueur de l'ouvrage.

On souhaite connaître la carte d'inondation correspondant à ce volume d'eau dans la zone considérée. Cette dernière est modélisée comme une cuvette dont on définit les limites maximales côté terre et qui va se remplir par le bas. L'inondation par franchissement sur le quartier Malraux est étendue du fait de la topographie peu élevée.

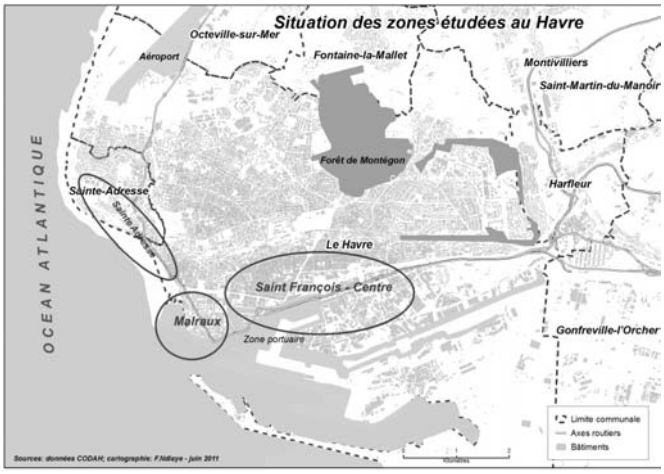


FIGURE 9 : LES SITES DE L'AGGLOMÉRATION DU HAVRE

Les données de submersion au Havre

La configuration géographique des trois sites telle qu'expliquée ci-dessus montre qu'une submersion marine se manifeste de manière différente sur les zones. Au niveau de la zone de Saint François, une inondation par submersion marine signifie la montée du niveau de la mer remplissant ainsi les bassins qui à leur tour débordent sur la ville. Au niveau de la zone Sainte-Adresse ou Malraux, l'interface directe avec la mer constitue une dynamique différente en cas de submersion marine. L'inondation passera par franchissement de la mer par-dessus les murets de protection (parapet). Toutefois, qu'il s'agisse d'une submersion par débordement des bassins ou par franchissement, les paramètres physiques utilisés pour le calcul des dommages sur les enjeux du territoire sont les mêmes :

- En amont, les conditions aux limites sont constituées de la marée, de la surcote (l'addition des deux constituant le niveau marin) et de la houle.
- En aval, c'est-à-dire sur le territoire, on s'intéresse à l'état « hydraulique » des zones inondées, les cartes étant déduites ou calculées à partir de la connaissance des conditions amont, de la topographie et de la physique de l'écoulement.

Sur ce second point, les trois paramètres que l'on souhaiterait idéalement connaître en tout point du territoire sont la hauteur d'eau, la durée de submersion et la vitesse du courant. Il est toutefois difficile de les connaître de manière précise sans l'existence d'un modèle hydraulique 2D, et c'est pourquoi la majorité des études d'impacts des inondations se basent uniquement sur la hauteur de submersion pour mettre en place des scénarios et des calculs de dommages simplifiés.

Concernant le niveau de la mer, Le Havre dispose de marégraphes qui enregistrent de manière régulière les niveaux d'eau depuis plus d'un demi-siècle. Ainsi, le document de référence pour les statistiques de niveaux extrêmes élaborés à partir d'un partenariat entre le CETMEF et le SHOM, présente les cartes des niveaux marins extrêmes de pleine mer pour des périodes de retour de 10, 20, 50 et 100 ans [8]. Ainsi, selon cette étude, l'aléa centennal au Havre se situe à 9,30 mètres CMH. Toutefois, il y est précisé : « seuls sont pris en compte les phénomènes de marée et de surcote ». Certains éléments comme la houle ou l'élévation du niveau de la mer ne sont pas pris en compte. Selon des estimations de 2006, la hauteur de retour centennal est estimée entre 9,15 m [7] et 9,20 m CMH (SHOM). Cependant, passé le lissage des données et dans un contexte de réchauffement climatique, B. Simon [8] pousse à 9,50 m la hauteur d'eau totale pour un aléa de récurrence centennale. Prenant en compte les recommandations de l'ONERC sur l'élévation du niveau de la mer avec les trois hypothèses « optimiste, pessimiste et extrême », nous définissons ici l'aléa extrême centennal autour de 10,30 m (scénario appelé « centennal + 1 m).

Dommages aux ouvrages

En l'absence d'information sur les caractéristiques de l'ouvrage actuel, nous avons fait l'hypothèse que l'ouvrage était actuellement stable lorsqu'il était soumis à une houle centennale. L'ouvrage n'est pas soumis directement aux houles du large car situé dans l'avant-port. Un abaque de diffraction a donc été utilisé pour déterminer les houles incidentes sur l'ouvrage. L'ouvrage est supposé être composé d'enrochements de gamme 1-3 T. La méthode statistique d'estimation des dommages est la même que celle utilisée pour les franchissements. A partir de la base de données de 10 000 ans, les conditions de mer sont propagées jusqu'à la côte : les hauteurs de houle sont donc connues à l'entrée du port, le coefficient de diffraction est ensuite appliqué. La formule d'Hudson est ensuite utilisée pour analyser la stabilité de la digue. Le critère étudié n'est donc plus le débit de franchissement q, mais l'endommagement via le coefficient de stabilité Kd. Les résultats obtenus sont des endommagements extrémaux. Une analyse statistique permet de déterminer la période de retour de l'endommagement (cf. tableaux 3 et 4). La fréquence des endommagements est ainsi déterminée.

TABLEAU 3 : VALEURS DU COEFFICIENT DE STABILITÉ KD SELON LES PÉRIODES DE RETOUR ÉTUDIÉES ET QUATRE NMM

Kd (-)	Période de retour (ans)	1000	500	333	250	200
NMM (m)	0	4	4	4	4	4
	0,5	5	5	4	4	4
	1	6	5	5	5	5
	1,5	6	6	6	6	6
	2	7	7	7	7	7

Nous retenons quatre stades de dommages de la carapace de l'ouvrage en référence aux principaux guides de conception :

début de dommages, dommages intermédiaires, dommages importants, rupture. A chacun de ces stades correspond un coefficient de dommages qui peut être relié à un pourcentage de blocs déplacés dans la carapace.

Pour la stratégie du laisser-faire, on peut raisonnablement penser que le maître d'ouvrage réalisera des travaux en fonction des différents stades de dommages.

- En début de dommages, aucun programme de travaux n'est envisagé ;
- En dommages intermédiaires, le maître d'ouvrage engage un programme de travaux où il remet en place les enrochements manquants ;
- En dommages importants, le maître d'ouvrage engage un confortement général de la carapace ;
- En rupture, le remplacement de l'ouvrage est envisagé par un ouvrage identique.

Les coûts de réparations supportés par le maître d'ouvrage sont rassemblés dans le tableau 4. Pour la stratégie de renforcement, les estimations des coûts de renforcement du tableau 5 peuvent être retenues.

TABLEAU 4 : CORRESPONDANCE DES VALEURS DE KD AVEC LE NIVEAU DE DOMMAGE, LE POURCENTAGE DE BLOCS DÉPLACÉS ET LES COÛTS DES RÉPARATIONS

Kd	Signification	Dommage en %	Coûts des réparations (estimations)
4	début de dommages	0-5	0 € HT/ml
5	dommages intermédiaires	5-10	500 € HT/ml
6	dommages importants	10-15	2 500 € HT/ml
7	rupture	15-20	30 000 € HT/ml

TABLEAU 5 : ESTIMATIONS DU COÛT DES RENFORCEMENTS

	Renforcement des structures	Estimations
1	Parapet de 50 cm de hauteur	1,5 k€ HT/ml
2	Bassin de déversement	7 k€ HT/ml
3	Berme	5 k€ HT/ml
4	Digue détachée	25 k€ HT/ml
5	Nouvelle couche d'enrochements	2,5 k€ HT/ml

Le maître d'ouvrage, compte tenu des coûts et du résultat des essais en modèles physiques se dirigera certainement vers les solutions (1+3), (1+5), (2). On retiendra donc comme coût moyen d'un renforcement 7 500 € TTC/ml.

La stabilité de la carapace de la digue est très affectée par les scénarios d'augmentation du niveau de la mer. Lors d'une augmentation du niveau de la mer de 2 m, seul scénario présenté ici, pour toutes les conditions sauf pour les périodes de retour de 20, 40 et 100 ans l'ouvrage atteint le stade de ruine. La stratégie est clairement de renforcer l'ouvrage en place ou de construire un ouvrage nouveau pour résister à ces sollicitations pour un tel scénario (stratégie du redimensionnement).

Dommages aux biens

Les informations récoltées sur le prix moyen d'un bâti au m² nous ont permis d'établir en outre une liste des valeurs pour plusieurs types de bâtiments. Ces informations permettent de calculer l'endommagement des bâtiments lors de franchissements ou de surverse (cf. tableaux 6 et 7). La méthode utilisée est la suivante :

- Une méthode de recensement des enjeux basée sur l'approche par entités de bien [3] est adoptée pour caractériser la majorité des enjeux physiques vulnérables aux inondations, et notamment les bâtiments publics et privés.
- Les cartes d'aléa sont croisées avec celle des enjeux sur les différentes zones pour analyser les niveaux de risque à partir de la hauteur d'eau devant l'enjeu.
- La formule suivante du taux (ou %) d'endommagement à l'étage est choisie : Ee = 5,68 H + 16,45 (%) Source Torterotot [10] où H représente la hauteur d'eau au niveau du bâtiment, estimé grâce au géo- référencement du bâtiment, la connaissance du MNT et la cote de l'eau du scénario considéré.
- Après l'étape d'évaluation du pourcentage d'endommagement par bâtiment selon chaque scénario d'inondation, le calcul du coût économique du dommage est réalisé selon la formule suivante: CE = Ee x Se x Cs avec CE = coût du dommage pour un bâtiment, Ee = taux d'endommagement au bâtiment, Se = surface du bâtiment au sol (calculée à partir de la hauteur du bâtiment et de la surface totale) et Cs : coût du m² du bâtiment.
- L'évaluation du prix moyen d'un bâti au m² est l'étape qui permet de connaître la valeur des biens concernés en terme monétaire (évaluation de Cs).
- Les scénarios finaux proposés pour une étude économique et la comparaison des stratégies d'adaptation sont les suivants chronologiquement en fonction de la sévérité du changement climatique : le laisser-faire (coût des dommages à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ; le renforcement de l'ouvrage (coût du renforcement + coût des dommages à l'ouvrage + coût des dommages aux biens) ; le redimensionnement de l'ouvrage (coût de la reconstruction + coût des dommages à l'ouvrage + coût

des dommages aux biens) ; le repli stratégique (coût du repli + coût de dommages aux biens). En ce qui concerne le repli une seconde ligne de défense peut être créée avec des coûts de dommages à l'ouvrage associés.

- Le principe de l'annualisation des coûts est utilisé pour comparer les stratégies.
- L'étude économique proposée n'est pas suffisante lorsque la sécurité est mise en jeu. De manière générale, d'autres critères de décision entrent en jeu : les coûts économiques indirects ; la sécurité ; l'acceptabilité ; l'environnement ; etc. Une approche multicritère est ainsi parfois nécessaire.

TABLEAU 6 : VOLUMES DE FRANCHISSMENTS OU DE SURVERSE SELON LES PÉRIODES DE RETOUR ÉTUDIÉES ET QUATRE NMM

Volume (Mm^3)	Période de retour (ans)	1000	500	333
NMM (m)	0,5	12	3	1
	1	23	8	3
	1,5	34	23	11
	2	45	33	15

TABLEAU 7 : SYNTHÈSE DES COÛTS POUR UNE ÉLEVATION DU NMM DE 2 M

Scénarios - Période de retours (ans)												Coûts annualisés MEuros
20	40	100	111	125	143	167	200	250	333	500	1000	
Stratégies du laisser-faire : Dommages aux biens (MEuros)												
0	0	0	0	0	0	0	0	0	7,7	15	27	0,050
Stratégies du laisser-faire : Dommages à l'ouvrage (MEuros)												
2	2	2	24	24	24	24	24	24	24	24	24	0,222
Total de la stratégie du laisser-faire												**0,272**
Total de la stratégie du nouvel ouvrage (avec coût du nouvel ouvrage - 24MEuros)												**0,240**
Stratégie du renforcement : Dommages aux biens (MEuros)												
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,1	0,1	3,1	0,003
Total de la stratégie de renforcement (avec coût du renforcement de l'ouvrage - 6MEuros)												**0,063**
Total de la stratégie du repli stratégique (avec coût du repli stratégique - 508 MEuros)												**5,080**

Comparaison des stratégies

Le maître d'ouvrage, sensibilisé à cette problématique et agissant en conséquence, se dirigera vers quatre solutions :

- Adopter la stratégie du laisser-faire, qui revient dans le principe des coûts annualisés à reconstruire l'ouvrage à l'identique et à supporter les coûts des dégâts matériels en arrière de la digue ;
- Supprimer l'ouvrage existant et en construire un nouveau répondant aux nouvelles sollicitations. Celui-ci sera dimensionné pour avoir des dommages quasi-nuls et des franchissements limités. Le coût est estimé à 30 k€ TTC/ml et les dégâts matériels dus aux franchissements/surverses sont considérés comme nuls ;
- Renforcer l'ouvrage existant. En effet, celui-ci permettra un gain de stabilité et une meilleure performance hydraulique (débit de l'ordre de grandeur de la situation initiale). Il pourrait s'agir soit d'un bassin de déversement, soit d'une berme associée à un mur de couronnement, soit d'une seconde couche d'enrochements plus stable avec un mur de couronnement ;
- Adopter la stratégie du repli stratégique qui consiste à abandonner une zone derrière la digue (ici choisie comme celle impactée par l'évènement millénal).

Conclusions et perspectives

Sur le quartier Malraux, la stratégie de renforcement devient plus intéressante économiquement que la stratégie du laisser-faire à partir d'une élévation du NMM de 1 m et le confortement (ajout seulement d'une nouvelle couche d'enrochements) à partir d'une élévation du NMM de 0,5 m. La stratégie du repli n'est à envisager quant à elle que très localement. Le renforcement reste la solution la plus économique pour une élévation du NMM de 2 m.

Le projet a mis en évidence l'intérêt de disposer d'une base de données des probabilités conjointes houle – niveau sur le littoral français. Cette base de données peut être issue soit de mesures de houle soit de reconstitutions des états de mer (projet ANEMOC) associées à des mesures marégraphiques (base RONIM). Elle doit être complétée par une extrapolation de ces probabilités conjointes pour les évènements rares. La méthode d'extrapolation doit être validée et automatisée.

Une méthode a été développée pour sélectionner la solution de renforcement d'un ouvrage la plus économique. Cette méthode doit être implémentée dans un outil informatique afin de proposer un système expert pour les maîtres d'ouvrage. Contrairement au système expert « EXPORT » développé au début des années 1990s qui n'a pas connu une grande utilisation du fait du faible nombre de constructions d'ouvrages neufs sur le littoral Français, il s'agit ici d'un outil destiné au renforcement d'ouvrages anciens. Cette problématique dans le cadre de la remontée du niveau moyen de la mer intéressera une grande partie des gestionnaires d'infrastructures maritimes.

Les essais en laboratoire menés dans le cadre du projet SAO POLO ont permis de déterminer de manière qualitative les solutions de renforcement les plus prometteuses. Ces essais n'ont pas permis en revanche de déterminer de nouvelles formules de dimensionnement (en ce qui concerne

notamment la stabilité de la carapace, la stabilité du mur de couronnement ou bien les franchissements). On s'aperçoit notamment qu'il y a une interaction non négligeable entre renforcement des superstructures et stabilité et, inversement, entre renforcement de la carapace et franchissements. Ces problématiques ont été peu étudiées dans la littérature.

L'approche du projet SAO POLO a consisté à examiner non seulement l'ouvrage mais aussi l'ouvrage dans un système de danger. Le danger se situe en effet à plusieurs échelles (l'échelle de l'ouvrage, l'échelle de la zone directement protégée par l'ouvrage, l'échelle de la zone impactée par le risque de submersion). Cette dernière échelle est, pour le cas du Havre, la zone industrialo – portuaire du Havre. Adoptant une méthodologie générale sur les risques (industriels ou naturels) afin d'examiner le danger, il s'agit de déterminer la source de danger, les flux primaires ou secondaires de danger et les conséquences sur les cibles. La Méthode d'Analyse du Dysfonctionnement du Système (MADS) ou la méthode plus connue à l'étranger Source Pathway Receptor Consequences (SPRC) sont très similaires. L'ouvrage est un élément déterminant pour les flux (ou pathway). Il est donc possible de développer ce type de méthode à l'échelle de la zone industrialo portuaire du Havre afin d'examiner simultanément l'ensemble des solutions de renforcement à mettre en œuvre.

Remerciements

Le programme Gestion et Impact du Changement Climatique (GICC) a financé ces travaux.

Références

[1] DEFRA (2005). *Use of Joint Probability Methodsin Flood Management A Guide to Best Practice.* R&D Technical Report FD2308/TR2 - DEFRA/Environment Agency, 67 pages.

[2] Deglaire M. (2010). *Le Havre - Etude sur le risque de submersion marine*. Université Paris 1 Panthéon-Sorbonne / DIRM – CODAH, 123 pages.

[3] Givone P. (2005). *Détermination des risques d'inondation : effets de l'aménagement de l'espace*. Comptes Rendus Geosciences 337 (1-2), pp. 229-241

[4] Goda Y. (2000). *Random Seas and Design of Maritime Structures*, PL-F Liu (ed), Advanced Series on Ocean Engineering, vol 15, World Scientific,Singapore, 444 pages.

[5] Hawkes P.J. (2002). *The joint probability of waves and water levels in coastal engineering design*, Journal of hydraulic research, Vol.40, N°3.

[6] Lebreton P. et Trmal C. (2009). *Evaluation de l'impact du changement climatique sur le dimensionnement des digues à talus*. La houille blanche N°2, pp. 45-51.

[7] Pirazzoli P. (2006). *Évolution et projections du niveau moyen des mers et des phénomènes de surcotes. Les hypothèses pour analyser les effets sur l'estuaire de la Seine et le littoral.* CNRS – Laboratoire de Géographie Physique, Meudon-Bellevue

[8] Simon B. (2008). *Les niveaux marins extrêmes le long des cotes de France et leur évolution*. SHOM/CETMEF

[9] TAW. (2002). *Technisch rapport golfoploop en golfoverslag bij dijken* (Technicalreport on wave run-up and wave overtopping at dikes - in Dutch). Technical AdvisoryCommittee on Water Defences, Delft, 50 pages.

[10] Torterotot J.P. (1993). *Le coût des dommages dus aux inondations. Estimation et analyse des incertitudes*. Thèse de doctorat, ENPC, volume 1, 304 pages.

Digsure : une méthode et un outil SIG d'aide au diagnostic et à la gestion des digues fluviales

Digsure: a method and a GIS tool for levee assessment and decision support of levees

R. Tourment[1], L. Peyras[1], G. Bambara[1], B. Beullac[1], C. Casteigts[2], C. Delaunay[2]
M. Vuillet[3], J-C. De Massiac[3], A. Allouche[4], L. Nicolas[4]

[1] Irstea
[2] Société du Canal de Provence
[3] G2C Informatique & G2C Environnement
[4] DESMID CNRS UMR ESPACE 7300 & RESSOURCE

Résumé

La France, ainsi que d'autres régions du monde, sont fréquemment l'objet d'épisodes de crues dévastatrices. Les dégâts humains et matériels sont amplifiés en cas de rupture d'un ouvrage de protection. Malheureusement, ces structures à longs linéaires sont des ouvrages le plus souvent mal entretenus et ayant montré des signes de fragilité à de nombreuses reprises. Aussi, la gestion des digues fluviale soulève plusieurs problèmes considérables pour les décideurs chargés de garantir une sécurité maximale à la population pour un coût de gestion acceptable. Le projet *Digsure* a pour vocation de proposer aux gestionnaires des méthodes scientifiques ainsi que des outils techniques de gestion des digues. Ces outils d'aide au diagnostic permettront d'évaluer la performance des digues tout le long du linéaire.

Abstract

France, as many other parts of the world are often subject to devastating floods episodes. Human and material damages are amplified in case of failure of flood protection structures. Unfortunately, these structures are long linear structures, often poorly maintained and showing signs of weakness. Thus, the management of levees raises several significant challenges for policy-makers in charge of population safety management, particularly when they must provide and ensure safety for an acceptable management cost. *Digsure* project aims to provide managers with scientific methods and technical tools for levees management. These levee assessment tools aim to evaluate the performance of levees all along the linear.

Introduction

Digue et zone endiguée

Les digues fluviales sont des ouvrages de génie civil à grand linéaire. Elles ont pour fonction de prévenir les venues d'eau dans les zones naturelles sujettes aux inondations. L'étendue du linéaire de digue et de sa zone protégée peut varier considérablement. Il existe des digues de seulement dix mètres de long qui protègent des superficies inférieures à un hectare. À l'inverse, certaines digues peuvent s'étendre sur plusieurs centaines de kilomètres pour protéger la plaine aux abords d'un grand fleuve. A sec en temps normal, elles ne sont parfois pas sollicitées pendant plusieurs années, d'où parfois un manque de suivi constaté. Les digues sont des structures anciennes, mal connues et mal entretenues. Si elles résistent à la plupart des crues saisonnières, il leur arrive néanmoins de céder brutalement sous l'effet de phénomènes exceptionnels.

Ainsi, les digues peuvent aggraver la dangerosité des crues. Bien que le niveau d'eau augmente progressivement au cours d'une crue, la brèche d'une digue s'apparente à un risque technologique susceptible de générer une onde de submersion violente. Une seule brèche peut mettre en péril l'ensemble du système de protection. Plusieurs catastrophes récentes sont là pour le rappeler : crues du Gard en 2002 et du Rhône en 2003, tempêtes Katrina en 2004 et Xynthia en 2010, etc.

Enjeux et objectifs de la méthode et de l'outil *Digsure*

Les digues sont porteuses de nombreux enjeux techniques. L'évaluation de la performance des ouvrages fait appel à de nombreuses compétences : génie civil, hydraulique, hydrologie, géotechnique, géophysique, etc. Ces paramètres, ainsi que l'apparition de signes de dérèglements divers tels que les fuites, les érosions, etc., varient considérablement le long du linéaire de digue. De par la nature des ouvrages et de part les coûts et limites des technologies d'investigation, les données disponibles sur les digues sont généralement incertaines et incomplètes. Dans ce contexte, la mission de l'ingénieur est double : produire une interprétation et une extrapolation des données spatiales, puis évaluer qualitativement par expertise le niveau de performance des ouvrages.

Depuis les années 2000, la réglementation française impose aux gestionnaires d'exécuter des évaluations régulières de

leurs digues, ainsi que des inspections visuelles périodiques. Dans de nombreux cas, la réalisation d'une étude de dangers est également requise et doit inclure une évaluation de la vulnérabilité de la zone protégée. L'étude de dangers d'une digue doit être exécutée suivant le même principe que celui appliqué aux barrages et aux autres industries à risque technologique. Les ingénieurs doivent également tenir compte d'un large éventail de données et d'incertitudes qui se manifestent tout le long du linéaire de digue. Les gestionnaires sont tenus d'assurer un suivi régulier de la performance des ouvrages et d'établir des priorités pour leurs interventions de maintenance. Un outil capable de remplir ces objectifs serait donc un avantage, voire un besoin majeur pour les gestionnaires. Amorcé en 2009, le projet de recherche et développement *Digsure* a pour vocation de répondre à ces besoins. Il se compose de trois axes :

- Un premier axe de recherche visant à produire un modèle d'évaluation de la performance des digues à grand linéaire, qui intègre les principaux mécanismes de rupture et prend en considération l'incertitude des données ;
- Un deuxième axe de recherche consistant à analyser des aspects rarement évalués qui sont la vulnérabilité des territoires protégés par les digues, notamment les composants économique, sociale et environnementale de la vulnérabilité ;
- Un troisième axe technique destiné à produire un outil de SIG opérationnel, appelé l'outil *Digsure*, pour calculer et spatialiser la performance des digues vis-à-vis des différentes mécanismes, sous forme d'indicateurs de performance, et destinés à fournir aux bureaux d'études et/aux services techniques des gestionnaires un outil d'aide au diagnostic et à la gestion des digues.

Cet article se focalise sur les aspects de l'aide au diagnostic du projet *Digsure* (axes 1 et 3 précédents). Notre présentation traitera tout d'abord le développement d'indicateurs de performance d'une digue fluviale. Ces indicateurs permettent d'identifier, en situation de crue, les zones sensibles et sujettes à une brèche éventuelle. Les indicateurs de performance composent le module d'évaluation de la performance des digues. La deuxième partie du projet sera consacrée au développement d'un outil SIG *Digsure* intégrant les indicateurs de performance des digues. Cette partie vise à permettre, aux bureaux d'études et aux services techniques des gestionnaires, d'appréhender la performance de chaque tronçon de digue.

Développement d'un modèle d'évaluation de la performance des digues

Modélisation fonctionnelle des digues

Plusieurs mécanismes de détérioration peuvent exposer les digues au risque de rupture. La forme et la combinaison des mécanismes de rupture sont très variées et complexes. On considère dans la littérature technique 4 mécanismes de rupture :

- érosion interne,
- submersion,
- affouillement et
- glissement côté fleuve ou côté val.

Un mécanisme de rupture des digues est un enchainement de mode de défaillance des composants des digues, correspondant donc à une succession de dégradation des fonctions de ces composants.

Nous avons développé un modèle fonctionnel pour les mécanismes des digues à l'aide des méthodes de la Sûreté de fonctionnement : l'analyse fonctionnelle et l'Analyse des modes de défaillance et de leurs effets (AMDE). Ces méthodes permettent d'identifier toutes les fonctions des composants des digues, leurs modes de défaillance, ainsi que les causes et les effets des modes de défaillance. L'application de ces méthodes, en collaboration avec un groupe d'ingénieurs spécialisés dans le domaine des ouvrages hydrauliques, a permis d'identifier les critères d'évaluation des digues en remblai et leurs indicateurs d'états. Enfin, la modélisation des mécanismes de défaillance a été obtenue par la mise en œuvre de méthodes du raisonnement qualitatif et une représentation par graphes causaux [3]. Le modèle fonctionnel permet une représentation des mécanismes de rupture en séquences de défaillances successives, en fonction de critères et d'indicateurs d'états associés aux critères [3]. La figure 1 montre l'exemple de la modélisation du mécanisme de surverse et des critères et indicateurs d'états impliqués dans le mécanisme.

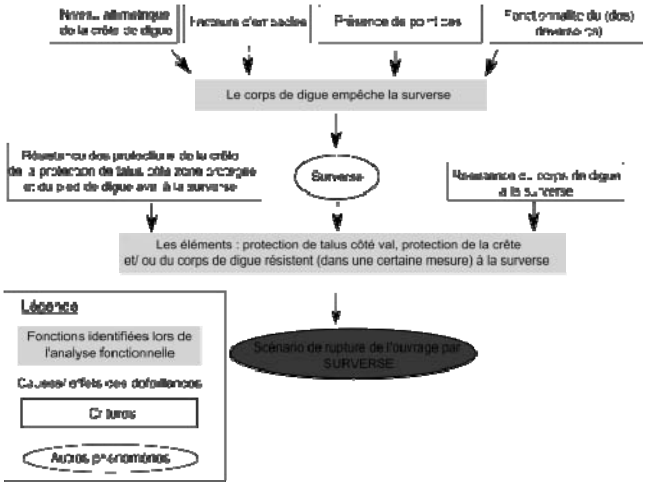


FIGURE 1. MODÉLISATION DU MÉCANISME DE RUPTURE PAR SURVERSE

TABLEAU 1. CRITÈRES DU MÉCANISME DE RUPTURE PAR ÉROSION INTERNE

Perméabilité du corps de digue
Résistance du corps de digue à l'érosion interne
Singularités dans le corps de digue
Perméabilité de la fondation de la digue
Résistance de la fondation à l'érosion interne
Singularités dans la fondation de la digue
Résistance à l'érosion de contact corps de digue/ fondation
Singularités dans interface corps de digue/ fondation

TABLEAU 2. INDICATEURS D'ÉTATS POUR « PERMÉABILITÉ DU CORPS DE DIGUE »

Critères (Ci)	*Indicateur d'états (IE)*	*Informations nécessaires*
$C_{1,\ IE}$ -Perméabilité du corps de digue	Perméabilité du matériau	Test de perméabilité Perméabilité verticale Perméabilité horizontale Estimation de la granulométrie Estimation du compactage Disposition des matériaux Variabilité des matériaux Durée de la crue
	Géométrie	Géométrie : hauteur/ largeur base et crête, prise en compte singularités type maison/cave
	Fuites (eau claire)	Crue d'observation Modalité d'observation (en crue, post crue, témoignages, trace..) Débit (grosse fuite, filet d'eau..) Position (bas de talus, mi-hauteur..)
	Etanchéité de la protection amont	Type de protection (perré, bitume etc.) Disposition (rôle d'étanchéité prévu) Signes de dégradation (desjointement, pierre manquante; fissure, morceaux emportés)

Dans la modélisation fonctionnelle, les critères correspondent aux variables qui fixent la performance des fonctions et les indicateurs d'états sont les variables qui renseignent les critères. Les données entrant dans la modélisation fonctionnelle sont celles utilisées par l'ingénierie des digues. Elles comprennent des données visuelles issues de l'observation de terrain, des données géotechniques issues d'essais et des données issues de modèles mécaniques, hydrauliques et numériques. Ces données constituent les informations essentielles pour l'évaluation des digues. Au final, ce sont 26 critères d'évaluation des digues et près de 90 indicateurs d'états associés qui ont été définis. Nous avons modélisé leurs mécanismes de rupture par graphe causaux. Les indicateurs d'états ont été détaillés de manière à permettre de développer un modèle de données permettant d'être intégré dans un SIG pour l'évaluation de la performance des digues [3].

Exemple : la fonction d'étanchéité d'une digue est évaluée par les critères « perméabilité » et « singularités » Ces critères sont eux-mêmes renseignés par les indicateurs d'état « épaisseur » ou « fuites », etc.

Développement d'indicateurs de performance des digues

A la différence d'autres systèmes à grands linéaires tels que les réseaux d'eau potable ou d'eau usée, il n'y a pas sur le terrain d'éléments ou de singularités physiques faisant l'objet de règles qui fixent le découpage du linéaire de digue en unités d'évaluation de la performance. Les linéaires de digue doivent être modélisés sous forme d'objets linéaires continus, et les informations sont référencées moyennant une segmentation dynamique établie à partir de repères.

Nous proposons d'évaluer les linéaires sur la base de profils transversaux et représentatifs d'un tronçon homogène ou d'une singularité. Le profil constitue donc l'unité minimale à partir de laquelle les informations, et donc la performance, sont considérées comme homogènes.

En accord avec le groupe d'ingénieurs spécialisés chargés de suivre ce projet, nous proposons d'utiliser une double échelle de performance : i) une échelle de préférence discrète de cinq modalités pour formaliser et modéliser la connaissance experte, et ii) une échelle de préférence continue entre [0 et 10] associée à cette précédente échelle de préférence discrète.

Cette échelle représentée sur la Figure 3 permet des analyses quantitatives portant sur les valeurs des différents critères.

Nous proposons la mise en œuvre d'une méthode du critère unique de synthèse pour chaque mécanisme de rupture par la combinaison d'opérateurs d'agrégation selon des règles propres à chaque mécanisme [6]. Nous notons $C_{j,\ M}$ pour l'évaluation du critère *j* du mécanisme de rupture M. L'évaluation du critère unique de synthèse est réalisée par étapes d'agrégations intermédiaires notées $A_{k,\ M}$, où A est la $k^{ième}$ agrégation (*k*=1, 2, …, n) de critères associée à une séquence fonctionnelle du mécanisme de rupture M. Ces agrégations intermédiaires sont composées d'opérateurs mathématiques. Les indicateurs de performance peuvent ainsi être formulés selon des fonctions analytiques.

Des indicateurs de performance sont proposés pour chaque mécanisme de rupture. Avec le concours du groupe d'experts, nous testons et ajustons les formulations sur différents cas pour chaque indicateur de performance.

Pour renseigner les critères d'évaluation des digues, il est nécessaire d'utiliser des indicateurs d'états. Pour les indicateurs d'état visuels, des procédures adaptées entre les indicateurs d'états et les critères ont été définies [2]. Pour un critère donné, l'affectation à base de règles permet d'affecter une catégorie de préférence à un objet quelconque, selon des règles prédéfinies de type « SI… ALORS » [2].

Pour les autres indicateurs d'état géotechnique, hydrauliques, etc. de nature plus complexes, nous proposons directement l'élicitation par jugement expert de chaque valeur de critère. Pour aider l'ingénieur dans ce travail, la méthode *Digsure* fournit à l'ingénieur les informations nécessaires pour évaluer les critères. Celui-ci peut alors estimer la valeur des critères en tenant compte de l'ensemble des indicateurs d'état disponibles.

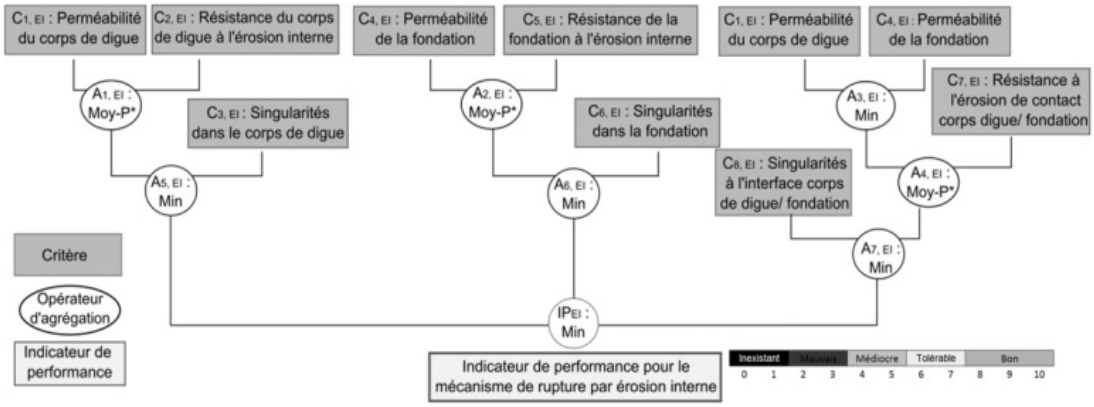


FIGURE 2. ÉCHELLE DE PERFORMANCE ET CRITÈRE UNIQUE DE SYNTHÈSE POUR LE TRI DES TRONÇONS CONCERNANT LE MÉCANISME DE RUPTURE PAR ÉROSION INTERNE

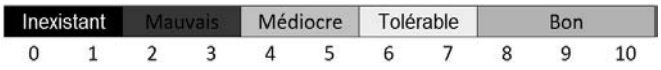


FIGURE 3. ECHELLE D'ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES DIGUES

Prise en compte et propagation des incertitudes des données dans le modèle *Digsure*

Les données d'évaluation de la performance des digues sont sujettes à de nombreuses imperfections : incertitudes de la représentativité linéaire et transversale d'un sondage, incomplétude en l'absence d'observation des digues en crue, de test de perméabilité etc. Ces imperfections, combinées à la variabilité des phénomènes de dégradation des digues, empêchent dans la très grande majorité des cas l'ingénieur de s'engager sur une note d'évaluation unique pour le renseignement des critères.

Nous avons étudié les différents formats de prise en compte de la connaissance imparfaite et nous avons proposé l'adoption d'une approche d'élicitation par jugement expert reposant sur les méthodes des probabilités subjectives [4]. Le principe consiste à ce que l'ingénieur consulte les champs des données relatifs aux indicateurs d'états de chaque tronçon de digue pour estimer les valeurs des critères sous format probabiliste. Nous proposons que l'ingénieur élicite les critères sous la forme d'une variable aléatoire en donnant certains paramètres de sa fonction de densité. L'ingénieur doit éliciter la valeur « la plus vraisemblable » du critère, associée à son intervalle de dispersion, correspondant à l'intervalle des valeurs vraisemblables. Les paramètres choisis sont le mode et les quantiles 5% et 95%.

Nous avons identifié des lois de probabilités adaptées à l'estimation de l'incertitude des scores de performance : loi normale, loi log normale et loi log normale inverse, ainsi que la loi uniforme. Ces lois sont familières de l'ingénierie et permettent de modéliser l'ensemble des facteurs d'incertitudes des critères d'évaluation des digues. Compte tenu de l'échelle de notation des indicateurs et des critères, il convient de tronquer les lois normales et log normale sur l'intervalle [0,10]. Les fonctions de densité modélisées par l'outil *Digsure* sont ensuite présentées à l'ingénieur qui peut valider ou réajuster les paramètres évalués.

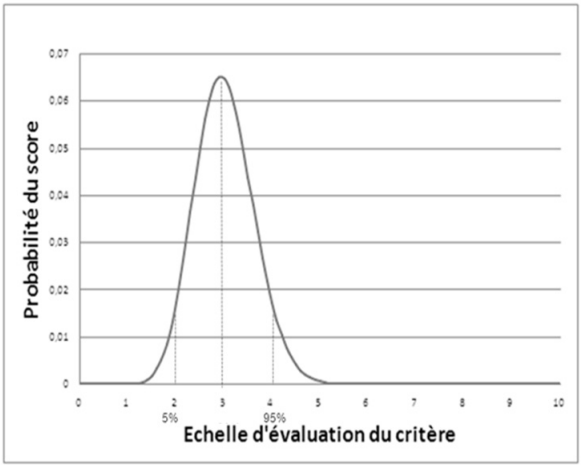


FIGURE 4. AJUSTEMENT D'UNE LOI NORMALE TRONQUÉE À LA VALEUR MODALE 3 ET À L'INTERVALLE DES QUANTILES 5%= 2 ET 95%= 4

Une procédure automatisée permettra d'associer ces valeurs à une fonction de distribution de probabilité suivant une loi normale, log normale ou log normale inverse, selon l'asymétrie éventuelle attribuée à la dispersion de la distribution. Nous intégrons à notre modèle un processus de simulation de Monte Carlo. La méthode *Digsure* fournit au final la distribution de probabilité pour les différents indicateurs de performance.

Ce format a été élargi à chaque mécanisme de rupture et a fait l'objet de plusieurs tests de validation, menés par le groupe d'experts, sur une digue existante du Rhône.

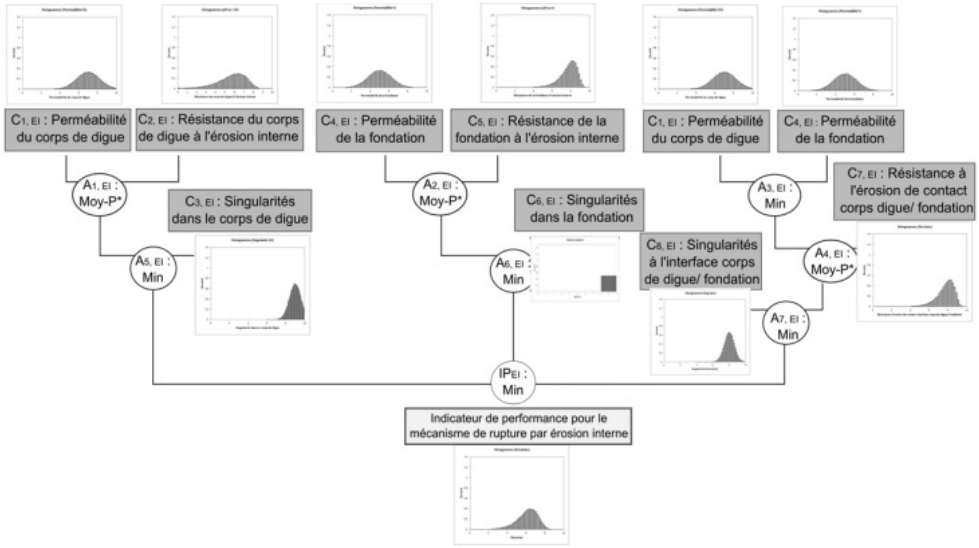


FIGURE 5. PROPAGATION DES INCERTITUDES PAR SIMULATION DE MONTE-CARLO POUR ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES DIGUES EN MODE DE DÉFAILLANCE PAR ÉROSION INTERNE

Développement d'un d'outil d'aide au diagnostic et à la gestion des digues

L'outil *Digsure* vise à évaluer la performance des digues et à quantifier les diverses conséquences (économiques, sociales et environnementales) d'une brèche. Notre choix s'est porté sur un outil de type SIG pour représenter les informations géographiques, les données d'entrée et les résultats, ainsi que la géomatique. L'outil *Digsure* répond aux besoins suivants des utilisateurs :

- Consultation des données (données relatives aux digues ainsi qu'aux enjeux présents dans la zone protégée) ;
- Saisie de données par les agents chargés de réaliser les inspections de routine et les inspections en période de crue ;
- Évaluation par les ingénieurs spécialisés de la performance des différents tronçons homogènes des digues, à l'aide des méthodes élaborées dans l'axe 1 du projet ;
- Évaluation par les ingénieurs spécialisés de la vulnérabilité des zones protégées, à l'aide des méthodes élaborées dans l'axe 2 du projet ;
- Définition par les gestionnaires des priorités de réhabilitation des tronçons de digues, en fonction des résultats des évaluations de la performance des digues et de la vulnérabilité des zones protégées.

Évaluation de la performance des digues

L'outil *Digsure* comporte une base de données spatialisée rassemblant l'ensemble des informations disponibles relatives aux indicateurs d'états et le modèle probabiliste d'aide à la décision permettant le calcul des indicateurs de performance.

La procédure de fonctionnement du logiciel repose sur les étapes détaillées ci-dessous :

- la collecte et le référencement des données relatives aux indicateurs d'états ;
- la segmentation du linéaire pour chaque critère ;
- le développement d'une procédure d'évaluation probabiliste des critères par les ingénieurs ;
- la segmentation du linéaire en tronçons de digue homogènes pour chaque critère ;
- le calcul de la performance de chaque tronçon homogène

Une requête du logiciel permet de segmenter spatialement le linéaire en tronçons homogènes. La segmentation est réalisée pour chaque critère selon les variations des valeurs de leurs indicateurs d'états. Ainsi, à chaque critère correspond un découpage du linéaire (Figure 6).

Une nouvelle requête du logiciel SIG permet de segmenter le linéaire en tronçons pour lesquels l'ensemble des valeurs des critères d'évaluation sont semblables. Le modèle d'évaluation basé sur le critère unique de synthèse permet d'obtenir automatiquement l'indicateur de performance pour chaque mode de défaillance des digues IP_S, puis pour l'indicateur de performance global du tronçon IP. Les tronçons sont ainsi triés automatiquement selon la double échelle définie précédemment.

L'ingénieur intervient pour l'élicitation des critères et le contrôle du processus et des résultats assortis au moyen d'un logiciel SIG. Le modèle d'évaluation de la performance des digues se révèle très utile aux ingénieurs et gestionnaires de digue. La semi-automatisation de l'évaluation des digues permet de simplifier significativement le travail de l'ingénieur spécialisé pour la réalisation d'un diagnostic. Notre démarche

d'utilisation de probabilités subjectives permet d'intégrer les marges d'incertitude des indicateurs de performance. Il est possible de représenter l'incertitude par une tendance centrale, le mode et les fractiles 5 % et 95 % de la distribution.

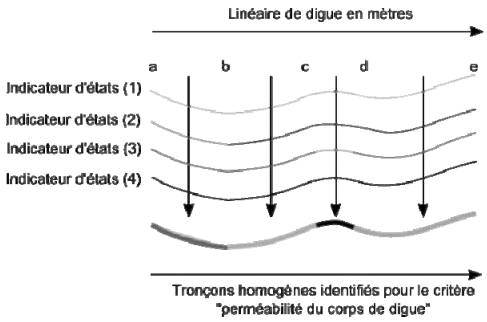


FIGURE 6. ILLUSTRATION DE LA SEGMENTATION DU LINÉAIRE POUR UN CRITÈRE DONNÉ

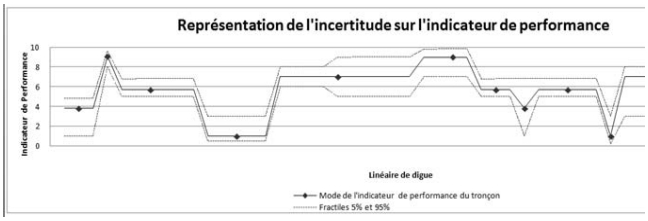


FIGURE 7. ILLUSTRATION DES MARGES D'INCERTITUDE

Dans l'exemple présenté dans la figure 7, le linéaire de digues est représenté en abscisse, la performance des tronçons en ordonnée et les marges d'incertitude sous forme de lignes pointillées.

L'évaluation de l'indicateur de la performance est réalisée tout le long de la digue par analyse des profils homogènes. Le résultat final permet de visualiser tout le long du linéaire de digue la valeur la plus vraisemblable de l'indicateur de performance pour un mécanisme de rupture étudié et l'incertitude pesant sur la connaissance de l'indicateur de performance (Figure 1).

Dans la démarche proposée, les ingénieurs interviennent principalement pour le contrôle des processus et concentrent leur travail d'ingénierie sur des points précis d'analyse des digues. Afin de faciliter l'aide au diagnostic, les indicateurs de performance de chaque mécanisme de rupture pourront être évalués sur l'échelle de décision à 10 valeurs (Figure 1).

Par ailleurs, l'outil *Digsure* permet au gestionnaire de digues de mettre à jour l'évaluation de la performance des ouvrages dans le temps.

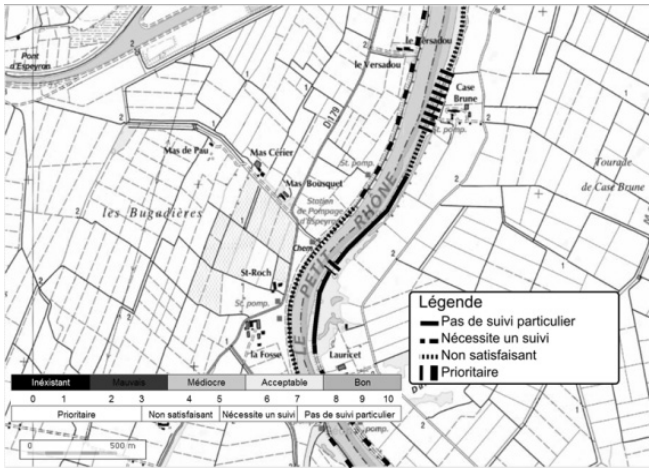


FIGURE 8. ILLUSTRATION DE L'OUTIL *DIGSURE* ET ÉCHELLE DE DÉCISION PROPOSÉE POUR LE SUIVI DES OUVRAGES

Une fois l'outil *Digsure* configuré et adapté au contexte local par les ingénieurs, lors de chaque inspection de routine, en crue ou post-crue, l'ingénieur peut modifier ou saisir à nouveau les informations relatives aux critères spécifiques et relancer le calcul des scores de performance. Le tri automatique des tronçons en catégories permet alors au gestionnaire de hiérarchiser son investigation. Ce modèle informe l'utilisateur de la performance de ses ouvrages ainsi que des incertitudes y afférentes, tronçon par tronçon. Une fois le modèle intégré dans un outil SIG, le gestionnaire aura la possibilité de :

- hiérarchiser ses investigations pour améliorer la qualité des informations et réduire les incertitudes liées aux indicateurs de performance ;
- préparer ses actions de réhabilitation pour améliorer la performance des ouvrages.

Conclusion

Le projet *Digsure* a eu pour objectif de produire des indicateurs de performance des digues. Ces indicateurs sont ensuite intégrés dans un outil SIG pour l'aide au diagnostic et à la gestion des ouvrages, destinés aux bureaux d'études et aux services techniques des gestionnaires.

Le modèle *Digsure* intègre un modèle fonctionnel de comportement des digues pour les quatre mécanismes de rupture : submersion, érosion interne, glissement de talus côté fleuve et côté val, et affouillement. Il dispose également, pour chaque mécanisme, des critères d'évaluation des digues et de leurs indicateurs d'état associés. Sur ces bases, des indicateurs de performance des digues ont été développés pour chaque mécanisme. Intégrés à l'outil SIG, l'outil *Digsure* donne la

valeur des indicateurs de performance tout le long du linaire de digues fluviales.

La méthode *Digsure* intègre également une démarche probabiliste permettant de prendre en considération les incertitudes des critères utilisées pour l'évaluation de la performance des digues. Les indicateurs de performance générés sont ainsi exprimés sous forme de distribution de probabilité, indiquant ainsi les marges d'incertitude.

Au final, intégrée au module SIG, la méthode *Digsure* permet à l'ingénieur et au gestionnaire d'établir des priorités et d'apprécier les tronçons où des investigations complémentaires doivent être engagées pour réduire les incertitudes sur la connaissance de la performance de l'ouvrage.

Pour être complet, il convient d'indiquer que le projet *Digsure* comporte également un important axe de recherche relatif à la vulnérabilité des zones protégées par les digues, qui n'est pas présenté dans le présent article. Cet axe a permis de développer des indicateurs de vulnérabilité des zones endiguées. Trois catégories d'indicateurs de vulnérabilité ont été définies : économique, écologique et sociale. Les indicateurs de vulnérabilité économique s'inspirent d'études précédemment menées sur les risques de crue. Les indicateurs de vulnérabilité écologiques valorisent l'ensemble des informations relatives à la protection de l'environnement. Enfin, les indicateurs de vulnérabilité sociale s'appuient sur une approche multi-échelle permettant l'intégration de l'individu en tant que comportement collectif social. Le lecteur intéressé pourra consulter la publication suivante [1].

Remerciements

Les auteurs remercient le Conseil Régional de la région Provence Alpes Cote d'Azur, qui a co-financé les travaux décrits dans la présente publication, et le SYMADREM, partenaire du projet, qui a fourni des données et permis la validation des méthodes.

Références

[1] Allouche A., Nicolas L., Tourment R., (2012). *Approche socio-anthropologique pour l'évaluation de la vulnérabilité sociale des zones protégées par les digues fluviales du Rhône aval.* Congrès SHF : «Evènements extrêmes fluviaux et maritimes», Paris, 1-2 février 2012

[2] Serre D., Peyras L., Tourment R., Diab Y. (2008). *Levee Performance Assessment Methods Integrated in a GIS to Support Planning Maintenance Actions.* In Journal of Infrastructure Systems – ASCE, Vol. 14, N°. 3, September 1er, 2008. p. 201 à 213.

[3] Vuillet M., Peyras L., Serre L., Diab Y. (2012) Decision Making Method for Assessing Performance of Large Levee Alignment. Journal Decision System. DOI:10.1080/12460125.2012.680354

[4] Vuillet M., Peyras L., Serre D., Carvajal C. Diab Y. *Levee Performance Evaluation Based on Subjective Probabilities*. European Journal of Environmental and Civil Engineering. Accepted december 2012.

Le Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH), état des lieux des digues en France

Information system on hydraulic structures (SIOUH), inventory of levees in France

F. Miniscloux[1], D. Salmon[1]

[1] Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, Bureau d'étude technique et de contrôle des grands barrages (BETCGB), 44 avenue Marcelin Berthelot 38030 GRENOBLE CEDEX 02, fabien.miniscloux@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Suite aux modifications réglementaires intervenues fin 2007 et à la nouvelle organisation des services de l'Etat, le BETCGB pilote, depuis 2008, pour le compte de la Direction Générale de la Prévention des Risques du ministère en charge de l'écologie et du développement durable, un projet de système d'information visant à identifier les ouvrages hydrauliques, en particulier les digues de protection contre les inondations. Le Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH) a pour objectif final d'aider les services en charge du contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques à suivre l'application de la réglementation.

La réalisation de SIOUH est modulaire de manière à proposer un déploiement progressif de l'application. Les fonctionnalités se sont donc progressivement enrichies : description technique et administrative (en 2011), gestion des processus réglementaires (en 2012), cartographie (prévue en 2013). De nouveaux développements sont encore envisagés pour améliorer l'exploitation des données.

Le modèle de données a été conçu pour décrire au mieux la réalité technique et administrative de terrain. L'application vise notamment à identifier le système d'endiguement et son unique gestionnaire, les zones protégées, ainsi que les propriétaires des ouvrages.La mise à jour des données, réalisée sous la responsabilité des services en charge du contrôle, s'effectue progressivement au fur et à mesure du recensement des digues.

La constitution d'une base de données de référence offre des possibilités d'analyse permettant d'améliorer la connaissance globale du parc français des digues. Mais, la qualité et la complétude des données restent encore très insuffisantes. Avec ces réserves, le bilan présenté ici constitue un premier état des lieux des digues recensées.

Abstract

Following new regulatory requirements taken late 2007 and the new organization of the state, BETCGB conducts since 2008 for the Ministry of Ecology and Sustainable Development and its direction for risk prevention, a project of information system which aims to identify hydraulic works, particularly dykes. The Information System on Hydraulic Structures (SIOUH) helps safety authorities to monitor the implementation of the new regulations.
SIOUH is modular in such a way as to propose a phased deployment of the system. The features have been gradually added: technical and administrative description (in 2011), management of regulatory processes (in 2012), mapping (in 2013). New developments will be considered in the future to improve the use of data.

The data model was designed to describe as complete and real as possible the technical and administrative aspects of works. The application aims to identify the levee system and its single manager, the protected areas and the owners of hydraulic structures.

The data update is progressively conducted under responsibility of authorities while dikes are being listed.

The creation of a new reference database indeed offers analysis capabilities to improve overall knowledge of French park of levees. But, quality and completeness of the first collected data remain very inadequate. With these reservations, the results presented here constitute a first inventory of identified levees.

Introduction

La nécessité d'un Système d'Information sur les Ouvrages Hydrauliques (SIOUH) fait suite à la création d'un ministère en charge de l'écologie et du développement durable au périmètre élargi, regroupant plusieurs compétences des

anciens ministères en charge de l'équipement, de l'industrie et de l'environnement. Les problématiques de risques liés aux ouvrages hydrauliques, précédemment traitées par différentes directions d'administration centrales ont alors été regroupées au sein d'une direction unique, la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR). Au sein de celle-ci, le Service des Risques Naturels et Hydrauliques (SRNH) a hérité de la problématique des risques liés à l'ensemble des ouvrages hydrauliques, à savoir les barrages et les digues de protection contre les inondations.

C'est dans ce contexte de nouvelle organisation ministérielle que s'est dessiné, à partir de 2008, le projet SIOUH, avec ses objectifs et ses contraintes propres, qui ont conduit à définir un pilotage et une organisation spécifique du projet. L'analyse des besoins a permis ensuite de préciser les fonctionnalités attendues, notamment pour décrire les digues. Si elle n'est pas parfaite, du fait de l'historique des données et de l'ampleur de la tâche de mise à jour, la base de données SIOUH offre aujourd'hui la possibilité d'avoir un référentiel unifié, permettant de décrire les digues de protection et d'aider au pilotage du contrôle réglementaire, notamment grâce à une meilleure connaissance du parc d'ouvrages.

Le contexte et les objectifs du projet

Compte tenu du contexte historique et évolutif du domaine des ouvrages hydrauliques, le projet SIOUH a du se fixer dès le lancement des objectifs structurants.

Des bases dispersées à unifier

Historiquement, deux bases descriptives des ouvrages hydrauliques cohabitaient : une base des barrages concédés (intitulée *Barrage*) et une base des barrages non concédés et des digues de protection contre les inondations (intitulée *BarDigues*).

La première, *Barrage*, administrée par le BETCGB, avait pour but de recenser les données administratives et techniques relatives aux grands ouvrages hydroélectriques concédés, c'est-à-dire sur l'ancien périmètre du ministère en charge de l'industrie. Accessible uniquement en mode local, elle était surtout destinée à maintenir un état des lieux des grands barrages hydroélectriques français.

La seconde, *BarDigues*, administrée par l'IRSTEA (Institut National de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture), est issue d'une demande du ministère en charge de l'écologie de constituer un référentiel des ouvrages hydrauliques (barrages et digues de protection contre les inondations) soumis à la nomenclature dite « loi sur l'eau » du code de l'environnement. Son fonctionnement client-serveur par navigateur Internet permettait à de nombreux acteurs en services déconcentrés (directions départementales et régionales) de l'utiliser. Du fait de la création d'un périmètre unique d'ouvrages, il était donc nécessaire d'unifier ces bases existantes.

Une nouvelle réglementation sur la sécurité des ouvrages

Une nouvelle réglementation est venue décliner de nouvelles obligations en matière de sécurité des ouvrages hydrauliques. Ainsi, le décret n°2007-1735 [1] a codifié, dans le code de l'environnement et le cahier des charges type des aménagements concédés, des obligations nouvelles aux propriétaires et concessionnaires d'ouvrages hydrauliques. En parallèle, les circulaires d'accompagnement ont fixé aux services de contrôle des objectifs à atteindre.

Dans ce contexte, le projet SIOUH s'est fixé plusieurs objectifs : aider l'administration à décrire les ouvrages soumis à cette nouvelle réglementation, suivre les obligations de contrôle qui s'imposent aux responsables d'ouvrages, piloter l'action de l'Etat en matière de contrôle, en particulier via ses inspections.

Une nouvelle organisation du contrôle par l'Etat

Afin de tenir compte du nouveau périmètre ministériel, une réorganisation de la mission de contrôle a été initiée dès 2009 pour une mise en œuvre au 1er janvier 2011 [2]. Elle vise à renforcer le rôle de l'échelon régional en matière de contrôle, via la création de services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques (SCSOH). En métropole, ce sont les Directions Régionales de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (DREAL) qui ont pris majoritairement cette mission.

Pour l'utilisation du futur système d'information, il était important de définir le rôle de chaque service. La responsabilité des données locales de SIOUH est confiée aux inspecteurs du SCSOH, qui en assurent la mise à jour. Les directions départementales des territoires (DDT) assurent une mission d'appui aux SCSOH pour le recensement et le classement des ouvrages. Elles accèdent en consultation aux données des ouvrages et participent, éventuellement par délégation, à la mise à jour des données.

La création d'un système d'information unifié ministériel permet également d'associer d'autres acteurs en relation avec les ouvrages hydrauliques : l'appui technique aux SCSOH assuré par le BETCGB, l'IRSTEA, trois CETE (Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement) et le CETMEF (Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales) ; les services en charge de la police de l'eau, ainsi que les services en charge des concessions hydroélectriques.

Le projet s'est donc fixé pour but de favoriser le recueil et le partage de la connaissance technique et administrative des ouvrages.

Des outils simples répondant aux attentes des utilisateurs

Dès le départ, le principe a été fixé que SIOUH devait répondre à un usage opérationnel des utilisateurs, en particulier en service de contrôle. Il a été identifié un socle fonctionnel minimal d'accès et de mise à jour des données métier, en matière de description des ouvrages, comme en

matière de contrôle. Il a également été constaté le besoin d'exploiter de manière synthétique les données saisies, ainsi que le souhait de travailler avec des outils cartographiques. Ces catégories de besoins ont préfiguré la manière de conduire le projet.

La conduite du projet de système d'information

A toutes les étapes, les objectifs et les contraintes du projet ont été intégrées dans la manière de conduire le projet.

L'organisation du projet

La maîtrise d'ouvrage du projet est portée par DGPR/SNRH, et, par délégation, par le BETCGB. La maîtrise d'œuvre est assurée par le Centre de Prestations et d'Ingénierie Informatique (CPII) du ministère. Plusieurs experts du domaine, en particulier de futurs utilisateurs, sont intervenus pour conseiller en amont l'équipe projet.
Par ailleurs, dans le cadre d'un plan d'accompagnement, un réseau de correspondants a été déployé dans les SCSOH pour accompagner les utilisateurs et faire remonter toutes les anomalies auprès d'un pôle d'assistance au sein du CPII, en lien direct avec la maîtrise d'œuvre, garantissant ainsi une réactivité aux anomalies rencontrées.

Le choix d'une conception modulaire

Suite au recensement des besoins auprès des utilisateurs, une étude préalable a été conduite pour définir des scénarios de développement compatibles avec les contraintes et les objectifs du projet, en particulier la nécessité de disposer rapidement d'un système unifié accessible aux nouveaux services de contrôle en cours de constitution. Suite à cette étude, remise en octobre 2009, il a été retenu un développement modulaire de l'application. Le Tableau 1 rappelle les étapes de leur déploiement.

Le premier module permet la mise en œuvre du noyau du système (gestion des accès par exemple) et la reprise des données existantes dans une base de données descriptive (technique et administrative). C'était une priorité forte du projet.

Le second module vise le périmètre de l'aide au suivi de la réglementation par les SCSOH. Son déploiement était lié à la réorganisation des services de contrôle.

Le troisième module ajoute un environnement de visualisation cartographique des ouvrages et quelques statistiques simples. Très attendu des utilisateurs, mais utilisant des technologies nouvelles, son fonctionnement ne pouvait se concevoir sans l'existence des modules précédents.

Enfin, les besoins complexes d'exploitation et de diffusion de données ou de cartes seront traités ultérieurement. Le périmètre de ces besoins étant vaste, une étude complémentaire vise à définir les scénarios de développement à partir de 2013.

TABLEAU 1: PRINCIPALES ETAPES DU PROJET

	Spécifications	Développement	Déploiement
Module 1	10/09 – 04/10	05/10 – 01/11	04/2011
Module 2	05/10 – 01/11	02/11 – 01/12	04/2012
Module 3	03/11 – 02/12	03/12 – 03/13	06/2013
Module 4	Etude complémentaire prévue pour 12/2012		

Quelques caractéristiques techniques

L'application SIOUH est développée selon les spécifications JEE (*Java Enterprise Edition*), reprises dans le canevas des applications ministérielles, qui repose lui-même sur trois couches distinctes : une couche d'intégration chargée du dialogue avec la base de données (composant *Hibernate*), une couche métier, notamment pour la gestion des transactions (basée sur *Spring*) et une couche de présentation (utilisation de *Struts*, ainsi que de *Spring* pour les aspects sécurité). Son architecture est distribuée autour de quatre serveurs distincts : un ensemble de serveurs HTTP installés en frontal (*Apache HTTP*) assure le rôle de filtre et de redistribution des connexions vers les serveurs d'application (*Apache Tomcat* pour la partie courante et *MapServer* pour les cartes). Le serveur de base de données est *PostgreSQL,* complété par *PostGIS* pour le support des fonctionnalités géographiques. Côté poste client, les fonctions cartographiques sont fournies par un composant ministériel spécifique (*Descartes*), développé sur la base d'une librairie sous licence OpenSource (*OpenLayers*). Les données géomatiques sont distribuées par des serveurs ministériels (selon protocole *Web Map Service*) ou issues directement de la base SIOUH.

Un premier retour sur l'utilisation

A ce jour, environ 600 utilisateurs du périmètre ministériel ont des droits d'accès à l'application. Parmi eux, 120 utilisateurs en SCSOH assurent la gestion des données, en particulier celles liées au contrôle. D'autres utilisateurs (environ 170) peuvent aussi assurer une tâche de mise à jour de la description des ouvrages. Les autres utilisateurs ont des profils de consultant des données, qui sont restreints, selon le cas, géographiquement ou sur le périmètre du module 1. Sur un mois, 110 à 130 visiteurs différents consultent l'application.

La description des digues dans SIOUH

Le modèle de données de SIOUH est complexe. Sans rentrer dans le détail, on essaiera dans la suite de rappeler les principes de description des digues, de leurs responsables et la manière de les localiser. La Figure 1 montre de manière synthétique l'organisation de ces principaux objets.

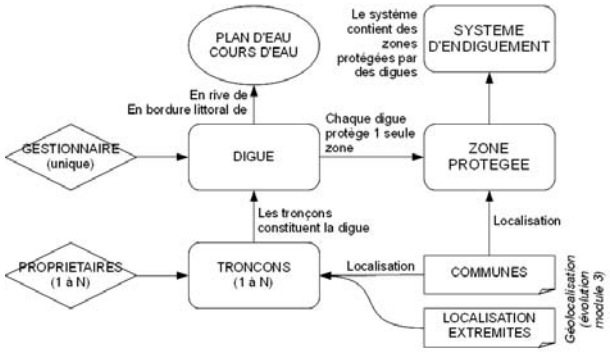


FIGURE 1 : ORGANISATION SIMPLIFIEE DU MODÈLE SIOUH

La description des digues et des systèmes d'endiguement

L'objet central de SIOUH est l'ouvrage hydraulique au sens de la réglementation, c'est-à-dire une digue de protection contre les inondations (ou un barrage). C'est à cette digue que s'applique les exigences réglementaires suivies dans le module 2.

D'un point de vue descriptif, la digue peut être hétérogène. Aussi, il a été prévu de pouvoir scinder celle-ci en tronçons. Ces tronçons portent l'essentiel de la description technique (géométrie, matériaux, étanchéité, protection, …). On ne vise pas ici à rechercher une homogénéité parfaite des tronçons, mais plutôt à permettre d'identifier les grandes ruptures dans le linéaire. Ces ruptures peuvent aussi reposer sur des questions de propriété au sein même de la digue.

L'autre lien structurant est établi avec la zone protégée : une digue protège une zone protégée et une seule, mais une zone peut être protégée par plusieurs digues.

Par ailleurs, une digue prise isolément n'a pas forcément de sens d'un point de vue hydraulique. C'est pourquoi, un ensemble de digues et leur zone protégée associée, sont rassemblés dans un système d'endiguement, qui vise une cohérence de protection.

Avec l'ajout du module cartographique (module 3) et à partir des conclusions des études de dangers portant sur les digues, il sera également possible de tracer les contours des territoires inondés en cas de défaillance pour des aléas de temps de retour donné.

Les responsables des digues

Dans SIOUH, un responsable est une personne physique ou morale, voire un ensemble de personnes physiques indissociables l'une de l'autre (appelé « indivision », sans que celle-ci porte nécessairement un sens juridique), qui a un ou plusieurs rôles sur un ouvrage. Ainsi, pour une digue, un responsable peut être gestionnaire (nécessairement unique) de la digue. Il peut également être propriétaire (avec d'autres éventuellement) du tronçon et/ou du terrain d'emprise de la digue.

La localisation des digues

Chaque tronçon de digues est localisé par ses extrémités. En outre, il est possible d'indiquer les communes concernées par chaque tronçon. Avec l'ajout du module 3, l'information sera plus précise, puisqu'il sera possible de stocker le tracé des digues (sous forme de polylignes) et des zones protégées (sous forme de polygones).

Il est apparu également important de pouvoir rapprocher la localisation des ouvrages hydrauliques du référentiel du réseau hydrographique français contenu dans la base *Carthage* [3]. Ainsi, chaque digue est positionnée par rapport aux plans d'eau et aux cours d'eau référencés, en indiquant si la digue est en rive (droite ou gauche) du cours d'eau ou en bordure littoral d'un plan d'eau ou de la mer. Le rapprochement de chaque digue du référentiel hydrographique est ambitieux, mais il est essentiel pour se rapprocher des autres systèmes d'information sur l'eau et bénéficier ainsi de recherches croisées (par bassin versant par exemple).

Des réserves sur les données

Sur l'exhaustivité du recensement

Le recensement informatisé des digues a débuté avec une circulaire de 1999 [4] et sa traduction dans un premier outil de recensement. Ces données ont été peu à peu capitalisées, mais souffrent encore d'un manque d'exhaustivité, lié en partie à l'absence de référentiels technique et réglementaire stables. La nouvelle organisation du contrôle et la création de SIOUH visent à consolider le recensement existant à partir d'une vision commune et partagée de ces ouvrages.
Au mois d'octobre 2012, le linéaire de digues recensées s'établit autour de 8600 km, ce qui est déjà conséquent. Mais, avec le retour du terrain, on peut estimer que ce recensement reste parcellaire et hétérogène et qu'il convient donc de considérer avec précaution les résultats bruts issus de SIOUH.

Sur la définition des systèmes d'endiguement

La modélisation des digues, de leurs tronçons et des zones protégées est très structurante dans SIOUH. Or, le recensement disponible à l'initialisation de SIOUH consistait encore pour beaucoup en un recensement de simples tronçons ne constituant pas de véritables digues et encore moins des systèmes d'endiguement complets.

Lors de la phase de reprise des données, ce constat a donc imposé de rattacher tout tronçon recensé à une digue et à une zone protégée créées d'office, mais virtuelles. De ce fait, le découpage actuel des objets de la base est trop morcelé, avec une multitude de zones protégées artificielles et trop petites, protégées le plus souvent par une digue constituée d'un seul tronçon.

Afin de constituer des systèmes d'endiguement cohérents, un travail de rapprochement des tronçons, des digues et des zones protégées est donc en cours.

Sur les données descriptives

Un tronçon de digue peut être décrit par près d'une centaine de données attributaires. Cette exhaustivité permet à chaque utilisateur de décrire au mieux une digue, en fonction de l'importance qu'il accorde à chaque donnée vis-à-vis de la problématique du terrain. Cette exhaustivité ne constitue pas, loin de là, un objectif à atteindre et les données contenues dans SIOUH n'ont pas pour objectif de remplacer le dossier de l'ouvrage, ni même la richesse de tous les diagnostics et rapports prévus par la réglementation. Il s'agit plutôt de constituer une vision synthétique de chaque ouvrage, partageable et accessible à tout moment. Il est dès lors illusoire d'utiliser la base de données SIOUH pour établir des statistiques sur les caractéristiques techniques des ouvrages.

Conclusion sur l'utilisation des données

Depuis son déploiement national en avril 2011, un effort de consolidation des données est en cours, mais loin d'être achevé. Aujourd'hui, l'accent est mis sur le recensement et les liens entre les digues, leurs tronçons, les zones protégées et leurs responsables. Dans l'état des lieux qui suit, on vise donc la réalisation d'un premier bilan général de l'organisation des données de la base, en gardant à l'esprit qu'elles ne sont pas consolidées.

Un état des lieux des digues dans SIOUH

Au-delà de l'objectif d'aide au pilotage et au suivi du contrôle réglementaire, l'outil SIOUH permet aussi d'améliorer la connaissance de l'ensemble du parc français des digues. Les différents résultats sont bâtis à partir des données extraites au 3 octobre 2012.

Dénombrement et linéaire de digues

Le Tableau 2 recense les quatre entités structurantes de SIOUH présentées sur la Figure 1 (tronçon, digue, système d'endiguement et zone protégée).

TABLEAU 2 : NOMBRE D'ENTITES LIÉES AUX DIGUES ET LINÉAIRE DE DIGUES

	Systèmes d'endiguement	Digues	Tronçons	Zones protégées
Nombre	6015	6587	8676	4174
Linéaire de digues (en km)	Proximité fluviale	8030		
	Proximité maritime	556		
	Total	8586		
	Moyenne par digue	1,30		

Le parc des ouvrages de protection contre les inondations contient près de 6000 systèmes d'endiguement pour 6600 digues composées d'environ 8700 tronçons. Le linéaire total de digues représente près de 8600 km, dont 93% en proximité fluviale.

Ce recensement met en évidence un sur-découpage des digues et de leurs tronçons : on constate qu'un système d'endiguement est composé en moyenne de 1,1 digues, elles-mêmes constituées par 1,3 tronçons. Ce constat est à rapprocher de la reprise des anciennes données, constituées en partie de tronçons isolés, qui ont été artificiellement rapprochés d'une digue et d'un système d'endiguement. Cela ne correspond vraisemblablement pas à la réalité de terrain et à l'approche hydraulique cohérente d'un véritable système d'endiguement.

Avec en moyenne 1,4 système d'endiguement par zone protégée, de nombreuses zones protégées sont actuellement partagées entre plusieurs systèmes d'endiguement. On est donc loin de l'approche idéale consistant à dire qu'un système d'endiguement contient une (voire plusieurs) zone(s) protégée(s).

La répartition géographique des digues

La Figure 2 présente une répartition géographique des digues selon deux critères : le nombre ou le linéaire de digues.

On constate que le parc de digues s'étend sur presque toutes les régions, mais que deux d'entre elles prédominent. En effet, les régions Rhône-Alpes et Provence-Alpes-Côte d'Azur réunissent près de 47% du nombre total de digues, ce qui représente environ 37% du linéaire total.

On constate aussi que la relation entre la digue et son linéaire ne peut être considérée d'une manière globale. La longueur moyenne de 1,3 km par digue présentée dans le Tableau 1 est réductrice. En effet, en région Centre, le linéaire moyen de digues est important, notamment sur la Loire, alors qu'à La Réunion par exemple, les digues, essentiellement de correction torrentielle, ont un linéaire moyen plus faible. En fait, un ratio linéaire/digue sur l'ensemble du territoire est difficilement interprétable. Il dépend d'une part de l'état d'avancement de la structuration tronçons-digues-systèmes d'endiguement dans chacune des régions et d'autre part de la configuration du terrain.

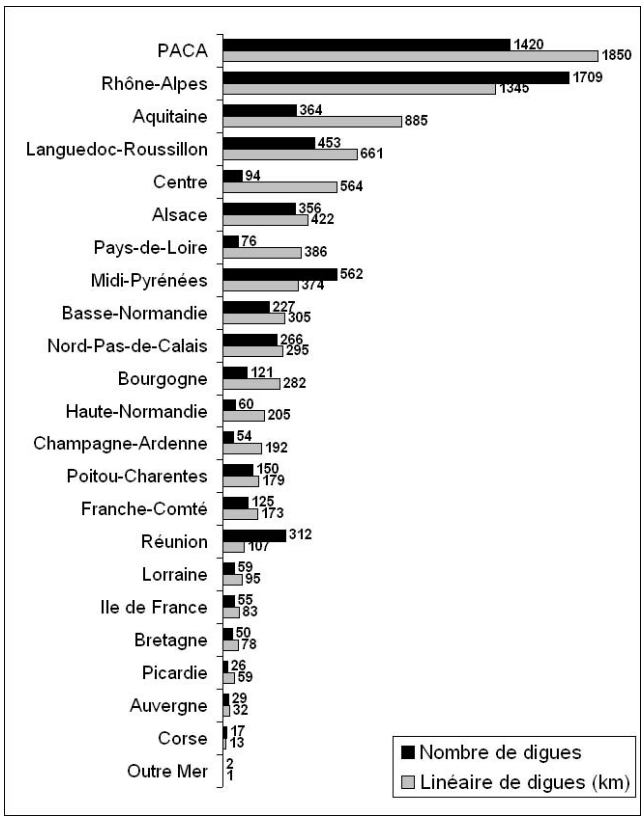


FIGURE 2: RÉPARTITION GÉOGRAPHIQUE DES DIGUES EN NOMBRE ET EN LINÉAIRE

Le classement des digues

Afin de hiérarchiser le parc de digues en fonction de la dangerosité potentielle des ouvrages, le décret du 11 décembre 2007 établit un classement à partir de la hauteur de l'ouvrage et de la population protégée. Il définit ainsi quatre classes A, B, C, ou D notifiées aux responsables d'ouvrages lors du recensement.

La Figure 3 présente la répartition des digues dans chaque classe, en nombre et en linéaire. Ainsi, 80% des digues sont de classe C et D avec une majorité en classe D. En linéaire, la classe C est prédominante, suivie par la classe B, qui représente presque un tiers du linéaire total.

Le linéaire des digues maritimes est majoritaire en classe B et quasi inexistant en classe A. Le linéaire de digues fluviales suit la même répartition que le linéaire global, ce qui est logique étant donné qu'elles représentent 93% du linéaire total.

Si le classement n'est pas notifié, SIOUH se réfère à un classement dit "géométrique" calculé à partir des données renseignées de hauteur et de population protégée. Si ces données sont inconnues, la digue est considérée de classe inconnue. Si la classe notifiée est supérieure à la classe géométrique, alors la digue est dite « surclassée ».

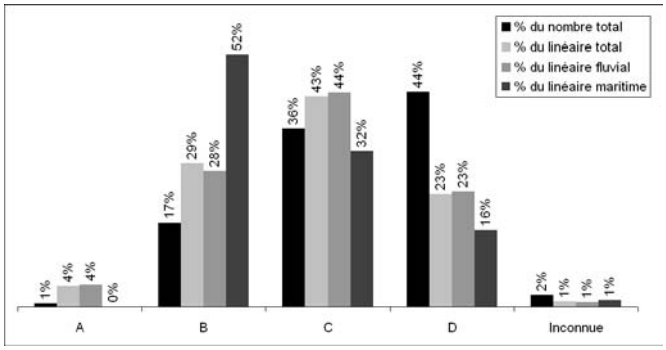


FIGURE 3 : REPARTITION EN NOMBRE ET EN LINÉAIRE PAR CLASSES DE DIGUES

La Figure 4 présente, pour chaque classe, les types de classement effectué. On constate ainsi qu'une grande majorité des digues ne bénéficie pas d'une classe notifiée à l'exception des digues de classe A qui sont pour les deux tiers notifiées et pour la moitié surclassées par rapport à la géométrie connue.

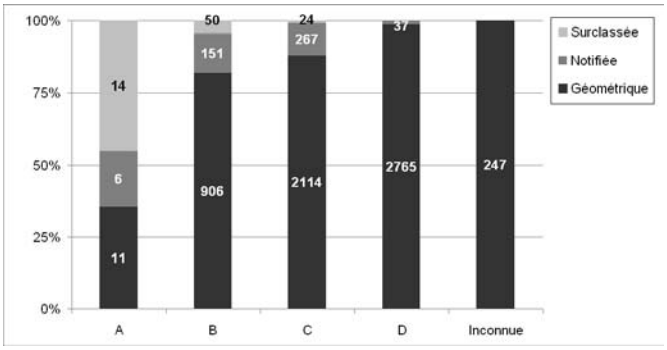


FIGURE 4 : RECENSEMENT PAR TYPE DE CLASSEMENT

Recensement des populations en zones protégées

Le dénombrement des populations dans les zones protégées est primordial puisque ce sont elles qui sont exposées aux risques liés à la défaillance du système d'endiguement ou au dépassement de son niveau de protection.

La Figure 5 montre que près de la moitié des zones protégées ont des populations comprises entre 10 et 1000 habitants et seulement 10% des zones protégées ont plus de 1000 habitants. Ce constat doit être nuancé par la fiabilité restreinte des données relatives aux zones protégées disponibles aujourd'hui.

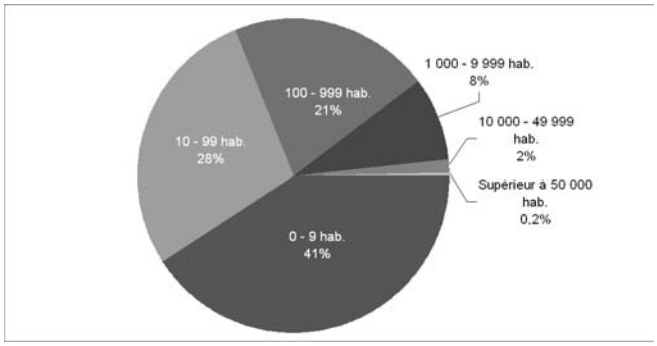


FIGURE 5 : RÉPARTITION DES ZONES PROTÉGÉES PAR CLASSES DE POPULATION

Les responsables de digues

Pour garantir l'efficacité et la sûreté des digues, les responsables de digues (propriétaires et gestionnaires) sont soumis à des prescriptions réglementaires. Par conséquent, leur identification est fondamentale, au même titre que celle des ouvrages. On s'intéresse par la suite essentiellement aux gestionnaires des digues, car ils sont les interlocuteurs des services de contrôle en charge de garantir la sûreté des digues, moyennant en particulier leurs activités d'entretien et de surveillance.

Recensement des responsables de digues

SIOUH admet trois types de responsables de digues : les propriétaires d'emprise de digues, les propriétaires de tronçons de digue et les gestionnaires de digues. Il y a 1883 responsables recensés, dont 437 sont uniquement des propriétaires, 578 sont uniquement gestionnaires et 868 sont à la fois propriétaires et gestionnaires, mais pas forcément sur les mêmes ouvrages.

La Figure 6 permet de voir, suivant chacune des classes d'ouvrage, la proportion de digues et de linéaire associé pour lesquels le gestionnaire est connu. Toutes classes confondues, 71% des digues et 86% du linéaire ont un gestionnaire connu. D'une manière générale, les digues orphelines de gestionnaire sont minoritaires, ce qui va dans le bon sens, puisqu'il est primordial pour la sécurité publique que chaque digue soit entretenue et surveillée. L'absence de digues de classe A sans gestionnaire est de ce fait plutôt rassurant.

Enfin, si près de 60% des digues de classe inconnue n'ont pas de gestionnaire connu, la Figure 3 rappelle que celles-ci ne représentent à peine que 1% du linéaire total.

Le statut des gestionnaires de digues

Connaissant la liste des gestionnaires, il est possible de les trier pour faire ressortir les principales catégories d'organismes publiques ou parapubliques (Figure 7). On constate ainsi que ces derniers assurent la gestion de plus des deux tiers du linéaire. La catégorie « Autres » est large, puisqu'elle recouvre les intervenants privés, à titre individuel (particuliers) ou collectif (entreprises par exemple).

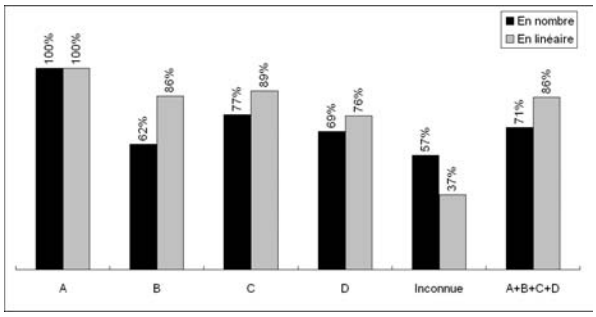


FIGURE 6 : PROPORTION DE DIGUES AVEC GESTIONNAIRE CONNU DANS CHAQUE CLASSE

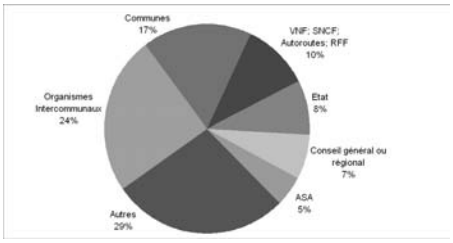


FIGURE 7 : RÉPARTITION DU LINÉAIRE DE DIGUES SELON LE STATUT DES GESTIONNAIRES

Les gestionnaires principaux de digues

La Figure 8 montre la part du linéaire des digues de classes A et B gérées par les dix premiers gestionnaires concernés. L'Etat et le SYMADREM sont gestionnaires du quart du linéaire de classes A et B. Les autres ont une part plus modeste, de l'ordre de 5% du linéaire pour le troisième et le quatrième et entre 1 et 2% pour les six suivants.

Au final, ces dix gestionnaires représentent près de la moitié du linéaire de digues de classe A et B, ce qui contraste avec les multiples responsables identifiés pour les digues de classes inférieures.

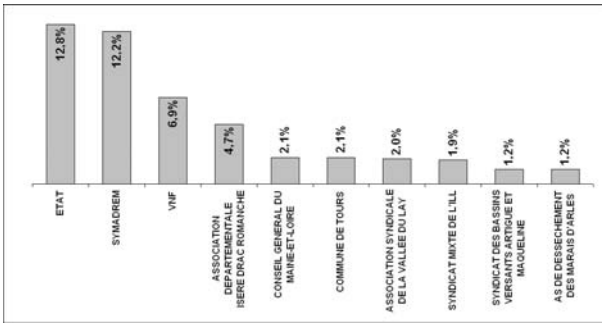


FIGURE 8 : REPARTITION DU LINÉAIRE DE DIGUES DE CLASSES A ET B ENTRE LES DIX PREMIERS GESTIONNAIRES

Perspectives

SIOUH peut favoriser la connaissance globale du parc des digues à condition d'améliorer la fiabilité des données de la base. Un long travail de consolidation est encore nécessaire pour y parvenir. Il consiste en particulier à identifier des systèmes d'endiguement cohérents et à cartographier les digues et les zones protégées concernées.

Consolider la définition des systèmes d'endiguement

Une problématique récurrente depuis de nombreuses années est l'absence de définitions pérennes et précises des objets techniques et des concepts réglementaires utilisés dans le domaine des digues. A l'évidence, cette difficulté a conduit à rendre très hétérogène l'identification des digues et encore plus, celle de systèmes d'endiguement cohérents, pour la fonction de protection comme pour l'identification des responsabilités d'entretien et de surveillance.

A la conception de SIOUH, le concept de système d'endiguement n'existait pas. L'utilisateur avait toutefois la liberté de rassembler, dans un « aménagement », les digues et les zones protégées avec une fonctionnalité hydraulique commune, mais en laissant le soin d'identifier au niveau de chaque digue un gestionnaire unique. Progressivement, il est pourtant devenu évident que cette manière de définir les entités n'est pas assez structurée.

C'est pourquoi, il est demandé aujourd'hui d'identifier dans SIOUH de véritables systèmes d'endiguement. Chaque système doit être structuré autour d'une zone, le plus souvent unique, potentiellement protégée par plusieurs digues, mais sous la responsabilité d'un unique gestionnaire. Et comme la gestion des digues est encore aujourd'hui extrêmement morcelée et qu'il est difficile de faire émerger un candidat possédant les capacités techniques, humaines, et financières, il est encore admis, de façon transitoire, que les digues assurant la protection d'une zone peuvent être sous la responsabilité de gestionnaires différents.
Enfin, par la constitution de ces systèmes d'endiguement, on cherche aussi à identifier des niveaux de protection et de sûreté cohérents à l'échelle de la zone protégée.

Cartographier les digues et leur zone protégée

Une instruction gouvernementale [5] demande aux services de l'Etat de poursuivre les efforts de recensement et de classement des digues. En particulier, ils sont invités à cartographier les digues et leurs zones protégées au moyen d'outils de systèmes d'information géographique. Ces données seront reprises dans le module cartographique de SIOUH, qui, à partir de sa mise en service en 2013, constituera le référentiel de ces données cartographiques.

Il sera alors possible de visualiser sur des fonds de carte les entités ainsi repérées, permettant d'aider à la consolidation des données. L'objectif d'éditer des cartes favorables à l'appropriation et à la communication des données ne pourra toutefois pas être atteint tant que l'effort des services et des responsables de digues n'aura pas permis de consolider convenablement les données du système. Notons qu'une partie de cet effort de mise à jour doit porter sur l'exploitation des informations contenues dans les diagnostics et études prévues par la réglementation, à commencer par l'étude de dangers.

Comme perspective à plus long terme, on notera enfin que certains gestionnaires utilisent et développent des systèmes d'information géographique permettant la géolocalisation des ouvrages, rendant alors théoriquement possible le partage facilité de certaines informations utiles à la mise à jour du référentiel national.

Conclusion

S'il est clair que l'objectif premier de SIOUH est d'être un outil d'aide aux services dans le cadre de leurs missions de contrôle, le regroupement des données dans une base nationale offre la possibilité d'améliorer la connaissance globale du parc de digues en France. Cependant, l'atteinte de ce double objectif passe par un travail préalable de consolidation des données de la base, qui prendra certainement encore de nombreuses années. La mise en service du module dédié à la cartographie devrait permettre de faciliter cette tâche en présentant sur un fond de carte le tracé des digues et le contour des zones protégées.

Le besoin sociétal et réglementaire d'évaluer, de qualifier, et d'afficher les risques s'accroit constamment. Concernant les digues de protection contre les inondations, SIOUH, en centralisant un grand nombre de données sur ces ouvrages, doit ainsi permettre de mieux appréhender ces problématiques.

Mais, si l'outil est un moyen, il n'est pas une fin en soi. L'émergence et l'identification de gestionnaires solides techniquement et financièrement constitue à cet égard une priorité qui rendra alors plus facile la remontée d'information dans le référentiel national.

Enfin, il est important de noter que SIOUH n'a pas vocation à constituer un référentiel opposable réglementairement, ni à remettre en cause ou à se substituer à d'autres dispositifs réglementaires tels que, par exemple, les zonages des plans de prévention du risque d'inondation. Dans la phase de développement actuel, il s'agit avant tout d'un système d'information interne à l'administration pour conduire sa politique en matière de prévention des risques associés aux ouvrages hydrauliques. A cet égard, les informations qu'il contient ne substituent pas à l'obligation qui est faite aux responsables d'ouvrages, comme à l'administration, de détenir un dossier complet relatif à la vie de l'ouvrage et à son contrôle réglementaire.

Remerciements

Nos remerciements à tous les acteurs du projet SIOUH (experts, développeurs, utilisateurs, etc.) qui ont participé ou participent à développer et à améliorer son fonctionnement. Parmi eux, merci à Emmanuel Ihry, chef de projet fonctionnel et technique au Centre de Prestations et d'Ingénierie Informatique (CPII), département opérationnel sud-est.

Références

[1] Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement.

[2] Circulaire du 31 juillet 2009 relative à l'organisation du contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques et circulaire du 8 juillet 2010 relative à la mise en œuvre de la nouvelle organisation du contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques en France métropolitaine. http://www.circulaires.gouv.fr.

[3] Service d'administration nationale des données et référentiels sur l'eau. *Base de données CARTHAGE*. http://www.sandre.eaufrance.fr.

[4] Circulaire DE/SDGE/BPIDPF-MNP n° 629 du 28 mai 1999 relative au recensement des digues de protection des lieux habités contre les inondations fluviales et maritimes. http://www.circulaires.gouv.fr.

[5] Instruction du Gouvernement du 20 octobre 2011 relative aux ouvrages de protection contre les inondations et les submersions, à leurs enjeux de protection et à leur efficacité. http://www.circulaires.gouv.fr.

Thème 3

Etudes de dangers et méthodologie générale de diagnostic

Rapporteurs : J. Boulet (EDF) et E. Brandon (MEDDE et BETCGB)

Remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon : étude de dangers

Railway embankment between Arles and Tarascon: risk study

Mark Cheetham[1], Blandine Chazelle[1], Jean-Luc Deherripont[1], Cheikh Khouma[1], Mathilde Koscielny[1]

[1] Direction de l'Ingénierie, SNCF, 6 avenue François Mitterrand, 93574 La Plaine Saint Denis Cedex
mark.cheetham@sncf.fr

Résumé

Depuis la publication de l'arrêté préfectoral de prescriptions relatives à l'exploitation et la surveillance du remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon (25 août 2010), Réseau Ferré de France (RFF), propriétaire de l'ouvrage, a confié à la Direction de l'Ingénierie Infrastructure de la SNCF la réalisation d'une Etude de dangers. Ce type d'étude constitue une prestation complexe pour laquelle il n'existe pas véritablement de méthodologie partagée au-delà du cadre réglementaire de l'arrêté et du « Guide de lecture du contenu de l'étude de dangers » de la Circulaire du 16 avril 2010.

La prestation réalisée propose une approche spécifique dont l'une des singularités est la prise en compte de la fonctionnalité ferroviaire de l'ouvrage. Au-delà des options prises pour la construction méthodologique de l'analyse de danger, la complexité a résidé également dans la caractérisation physique et probabiliste des mécanismes de brèche, et la réalisation à grande échelle d'une modélisation hydraulique bidimensionnelle.

Après une analyse préliminaire de risques, neuf scénarios de brèches ont été retenus et caractérisés en fonction des modes de défaillance les plus probables. Chaque scénario a fait ensuite l'objet d'une analyse de risque détaillée en appliquant la méthode dite « nœud papillon ». Sur ces bases, une modélisation hydraulique a permis de déterminer les caractéristiques hydrauliques des brèches et de mesurer les actions pouvant atténuer la vulnérabilité des enjeux impactés.

Le présent article constitue le témoignage d'un gestionnaire d'infrastructure et de son prestataire sur la réponse technique portée aux obligations réglementaires en termes de réalisation d'étude de dangers et le partage des difficultés rencontrées. Il ressort de cette expérience un besoin évident d'amélioration des connaissances du comportement de tel ouvrage. La pratique à venir des études de dangers souligne l'importance d'un cadrage dans le périmètre technique de la prestation à des fins d'uniformisation des études produites au regard de la globalité d'un système complexe d'ouvrages gérés par différents propriétaires.

Mots clé : Etude de dangers, remblai ferroviaire, modélisation hydraulique, analyse de risque, nœud papillon.

Abstract

Since the publication of a new Order (25 august 2010) regarding the operation and surveillance of the railway embankment between the towns of Tarascon and Arles, Réseau Ferré de France (RFF), as owner of the structure, has entrusted to the Direction de l'Ingénierie (Infrastructure Engineering Division) of the SNCF a number of the studies required under the new requirements. A detailed risk analysis (Etude de dangers), is one of the most complex aspects of the new legislation due to their being very few examples having been undertaken in France and the only guidance being an explanatory note (Guide de lecture du contenu de l'étude de dangers) on which to structure the study.

In order to respond to the objectives of the study, the development of a specific and methodological approach was required taking into account that the main function of the embankment is the supporting of the railway infrastructure and the running of trains. The main aspects of the complexity of the study derives from the requirement to treat a significant amount of existing data, large scale two dimensional hydraulic modelling and the development of a suitable risk analysis method.

The initial step was to undertake a preliminary risk analysis allowing the identification of the most probable breach scenarios in the embankment based on the characteristics of the structure, its location and the type of floods experienced in the lower Rhône valley. Each scenario was then evaluated in terms of probability of occurrence and severity using the bow-tie risk analysis approach.

This paper will provide a first hand account of the approach undertaken by RFF as owner of the embankment and the SNCF as consultant to RFF and operator of the railway line in response to the changes in the legislation. It will also highlight the areas where uncertainties remain in the approach, notably in the interpretation of certain aspects of the explanatory note, understanding the response of earth

structures to flood loading and how to standardise such studies in the future taking into account in particular the presence of multiple landowners in the network.

Key words: Bow-tie risk analysis, 2D hydraulic modelling, breach scenario, railway embankment.

INTRODUCTION

Conformément à l'arrêté préfectoral de prescriptions relatives à l'exploitation et la surveillance du remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon (25 août 2010), Réseau Ferré de France (RFF) a engagé une étude de dangers (EDD) permettant de mieux caractériser le comportement de l'ouvrage en cas de crue du Rhône et d'apprécier les risques associés à des défaillances ou des dépassements de capacité.

Dans cet objectif, il a été proposé un programme d'étude sur la base du cadrage fixé par l'arrêté et inspiré largement de la Circulaire du 16 avril 2010 relative aux études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales (Guide de Lecture du Contenu de l'Etude de Dangers).

L'arrêté courant jusqu'à la réalisation de la digue de protection parallèle au remblai ferroviaire et la mise en transparence du remblai ferroviaire, l'étude s'est particulièrement attachée à examiner l'état actuel de l'ouvrage et à développer particulièrement l'analyse de danger sur cette période transitoire.

LE REMBLAI D'ARLES ET SON ENVIRONNEMENT

Description générale du remblai ferroviaire entre Arles et Tarascon

Le remblai ferroviaire concerné par l'arrêté du 25 août 2010 est localisé en rive gauche du Rhône entre le pont route de la RD 99 au Nord et la plateforme en remblai de la Compagnie Nationale du Rhône (CNR) au Sud (Figure 1).

L'ouvrage, construit en matériaux prélevés de part et d'autre du remblai, couvre un linéaire de 8.62 km et varie entre 2 et 6m de hauteur au-dessus du niveau du terrain naturel. Portant deux voies ferroviaires, sa largeur moyenne en crête est de 14m (PHOTO 1).

Trois ouvrages hydrauliques de traversée (martelières) sont implantés dans le remblai ferroviaire. Ils permettent la traversée des canaux d'irrigation de l'Est du remblai vers le Rhône.

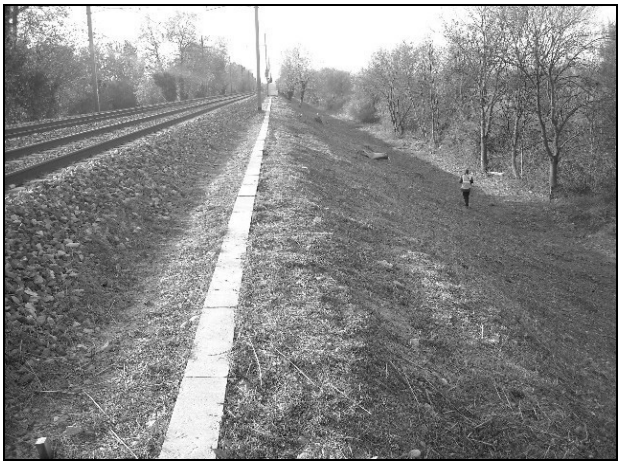


PHOTO 1 : VUE GENERALE DU REMBLAI D'ARLES

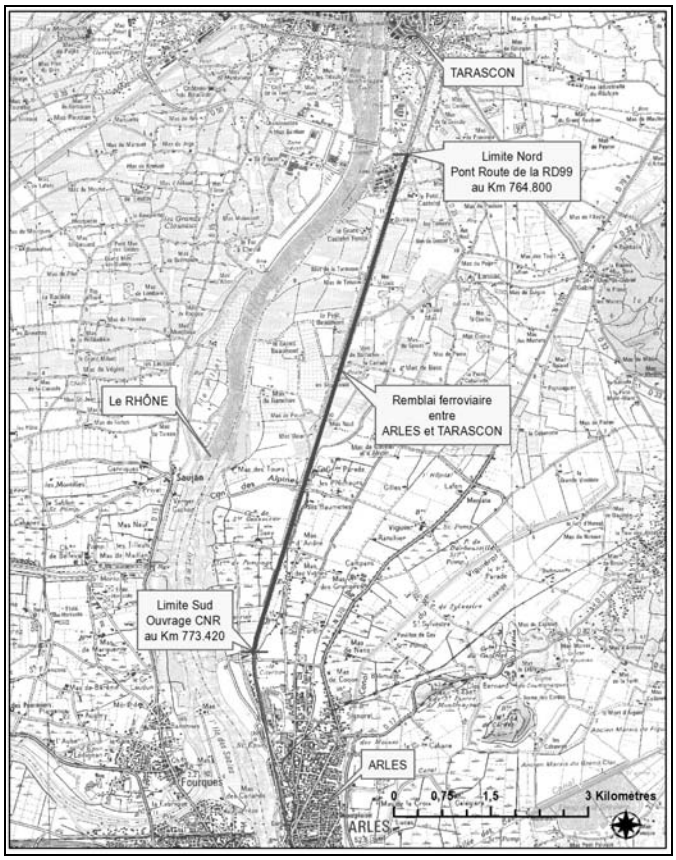


FIGURE 1 : LOCALISATION DU REMBLAI D'ARLES

Ces structures, listées ci-après, datent de la construction de la ligne (Figure 2):

- Lône du Castellet
- Canal des Alpines
- Mas Molin

Construit dès 1840, le remblai ferroviaire n'a pas subi de modifications substantielles (excepté la suppression de trois passages à niveau) autres que celles visant à améliorer la qualité et la sécurité des circulations ferroviaires.

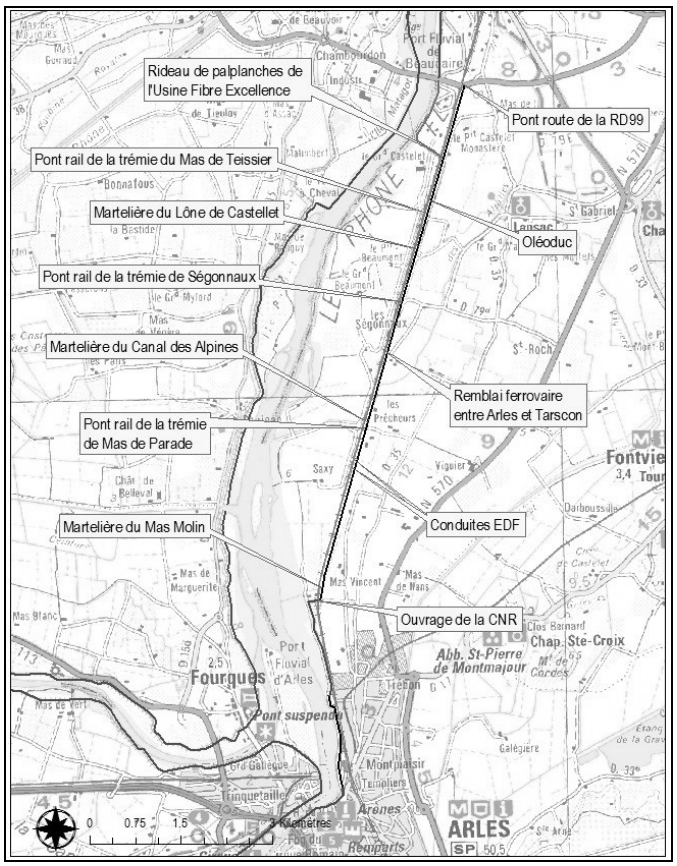


FIGURE 2 : SYSTEME D'OUVRAGES DANS LA ZONE ENTRE TARASCON ET ARLES

L'Environnement de l'ouvrage

Le remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles est situé dans un système de protection contre les crues du Rhône en rive gauche qui s'étend jusqu'à la Méditerranée.

Côté Tarascon, une protection par rideau de palplanches se raccorde au remblai ferroviaire à la limité Sud de la plateforme de l'usine Fibre Excellence. Côté Arles, l'ouvrage de la Compagnie Nationale du Rhône (CNR) est raccordé au remblai ferroviaire à hauteur de l'ouvrage de franchissement routier du Mas Molin. Pour ces deux ouvrages, la cote de submersion est relativement voisine de celle du remblai ferroviaire.

En 1982, dans le cadre du projet d'augmentation de la vitesse de circulation de la ligne de 160km/h à 200km/h, la suppression de trois passages à niveau en 1982 a nécessité la construction d'importants remblais perpendiculaires à l'ouvrage (cavaliers de protection) pour protéger les trémies contre les crues du Rhône. Ces derniers sont localisés aux points suivants (Figure 2):

- lieu dit « Mas de Teissier »
- lieu dit « Ségonnaux »
- lieu dit « Mas de Parade »

Hors emprises RFF, ces ouvrages ont été remis aux communes d'Arles et Tarascon.

Trois conduites passent sous le remblai; un oléoduc et deux gazoducs. Une conduite de refoulement est présente sous la couche du ballast au droit du canal du Lône du Castellet.

En cas de défaillance du remblai au cours des épisodes importants de crue du Rhône, les communes les plus sensibles au risque d'inondation sont Tarascon (population 13 000 habitants environ) et Arles (population 35 000 habitants environ). En termes d'enjeux de nombreuses entreprises sont situées dans la zone inondable ainsi qu'une activité importante dédiée à l'agriculture.

Depuis sa construction, le remblai ferroviaire a été sollicité plusieurs fois (sans brèche) notamment lors des crues du Rhône en 1856, 1994 et 2003. La crue en 2003 a provoqué les brèches dans les cavaliers de protection des trémies de « Mas de Teissier » (PHOTO 2) et de « Ségonnaux ».



PHOTO 2 : BRECHE DANS LE CAVALIER DE PROTECTION DE LA TREMIE « MAS DE TEISSIER » (2003)

ANALYSE DE RISQUES

L'Etude de dangers nécessite la réalisation d'une analyse de risque qui, pour le remblai d'Arles, a été effectuée en deux temps:

- Une analyse préliminaire des risques (APR) qui a permis d'identifier les événements les plus redoutés et les plus probables soit neuf scénarios de défaillance qualifiés d'Evénements Redoutés Centraux (ERC),
- Une analyse détaillée des ERC

ANALYSE PRELIMINAIRE DES RISQUES (APR)

En cohérence avec la Circulaire du 16 avril 2010, la phase APR a permis d'identifier des scénarios qui réunissent les conditions suivantes :

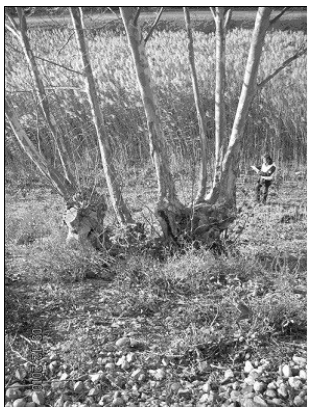
- conduit à l'inondation de toute la zone protégée,
- est identifié comme particulièrement probable,
- est identifié comme particulièrement vulnérable pour la sécurité de la population.

Pour cela, la conduite de l'analyse a été menée selon la méthodologie suivante :

- Identification des composantes de l'ouvrage contribuant à sa capacité de résistance aux crues,
- Caractérisation des différents modes de défaillance susceptibles de survenir (surverse, érosion interne, glissement, ..),
- Zonage par secteur élémentaire (tronçon de 100m) et analyse croisée des informations relatives à l'ouvrage (levé topographique, sondages, identification des désordres comme la présence des terriers,… (PHOTO 3),
- Détermination et localisation des modes de défaillance les plus probables.



A – Résultat d'effondrement de terrier



B – Arbre de grande hauteur dans le talus du remblai

PHOTO 3 : EXEMPLES DES DESORDRES SUR LE REMBLAI D'ARLES

Les principaux modes de rupture (scénarios de défaillance) susceptibles de se produire sur le remblai d'Arles sont :

- La rupture par surverse
- La rupture par érosion interne
- La rupture par glissement
- La rupture par érosion externe
- La rupture par impact
- Le dysfonctionnement d'un organe de l'ouvrage

Neufs ERC ont été retenus (Figure 3) :

- ERC 1 – Rupture des trois cavaliers de protection des trémies
- ERC 2 – Rupture des trois cavaliers de protection des trémies avec brèche dans le remblai ferroviaire (par surverse)
- ERC 3 – Dysfonctionnement (sans brèche) des martelières de Lône du Castellet et du Canal des Alpines
- ERC 4 – Dysfonctionnement (avec brèche) des martelières de Lône du Castellet et du Canal des Alpines
- ERC 5 – Brèche dans le ballast sans rupture du remblai
- ERC 6 – Brèche dans le remblai ferroviaire (par surverse)
- ERC 7 – Brèche dans le remblai ferroviaire au droit d'un pipeline (par érosion interne)
- ERC 8 – Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne (corps du remblai)
- ERC 9 – Brèche dans le remblai ferroviaire par érosion interne au Km 773.350

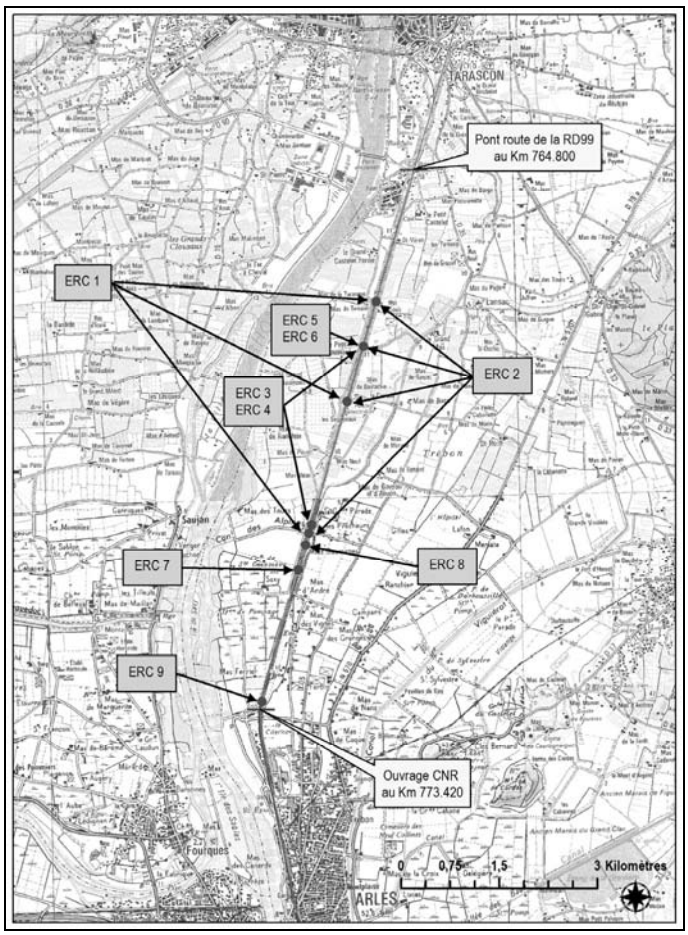


FIGURE 3 : LOCALISATION DES ERC

ANALYSE DETAILLEE DES ERC RETENUES

Analyse de la probabilité d'occurrence des ERC

L'évaluation qualitative de la probabilité de l'événement a été réalisée en utilisant la méthode du « nœud papillon » (FIGURE 4). Elle est effectuée à partir d'arbres de défaillance (caractérisation des événements initiateurs susceptibles de produire un ERC, la partie gauche du nœud papillon) et de l'identification dans la chaîne des événements, des actions ou des états pouvant réduire l'intensité ou la probabilité de l'ERC (barrières de protection).

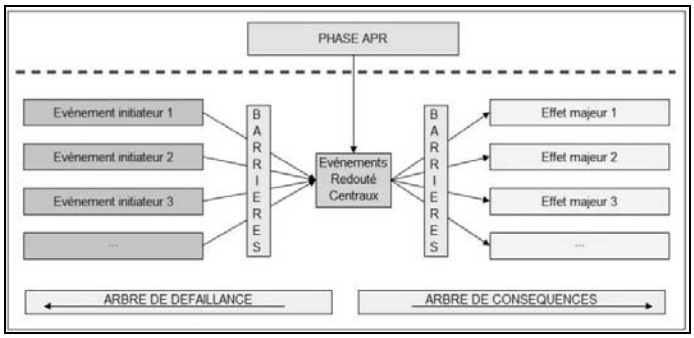


FIGURE 4 : PRINCIPE DE LA METHODE D'ANALYSE DE RISQUE PAR NOEUD PAPILLON

Une étape importante de l'étude a été l'analyse, dans un premier temps, des événements historiques (brèches) survenus sur le remblai d'Arles et, par analogie, ceux survenus sur d'autres lignes ferroviaires (PHOTO 4), puis dans un deuxième temps, une recherche approfondie sur les brèches historiques dans la zone de l'étude puis à l'échelle mondiale.



PHOTO 4 : BRECHE DANS LE REMBLAI DU COULON (2009)

Cette étape a notamment permis :

1. de faire un état des connaissances sur les mécanismes de brèche en y incluant notamment ceux survenus sur des ouvrages ferroviaires, (cinétique, intensité, et aspect dimensionnel) pour permettre de justifier les choix et dimensions retenus dans les différents scénarios,
2. d'apprécier l'impact de ces événements en termes de gravité

L'évaluation de la probabilité d'occurrence de chaque ERC a été effectuée en utilisant les cinq classes de probabilité suivantes :

A) Evénement courant : L'événement s'est déjà produit ou peut se produire à plusieurs reprises pendant la durée de vie de l'ouvrage (estimée à 20 ans maximum),
B) Evénement probable : L'événement est déjà produit et/ ou peut se reproduire pendant la durée de vie de l'ouvrage,
C) Evénement improbable : Un événement similaire a déjà été rencontré sur un autre ouvrage avec des caractéristiques et dans une configuration similaire à l'ouvrage,
D) Evénement très improbable : L'événement s'est déjà produit sur un ouvrage avec des caractéristiques similaires mais des mesures correctives réduisent significativement sa probabilité,
E) Evénement possible mais extrêmement improbable : N'est pas impossible au vu des connaissances actuelles mais non rencontré au niveau mondial sur un ouvrage similaire.

ERC	Classe de probabilité	Probabilité d'occurrence annuelle
1	B	0.02-0.1
2	D	0.001-0.004
3	A	>0.1
4	C	0.004 – 0.02
5	B	0.02-0.1
6	C	0.004 – 0.02
7	C	0.004 – 0.02
8	C	0.004 – 0.02
9	C	0.004 – 0.02

FIGURE 5 : EVALUATION DE LA PROBABILITE D'OCCURRENCE DE CHAQUE ERC

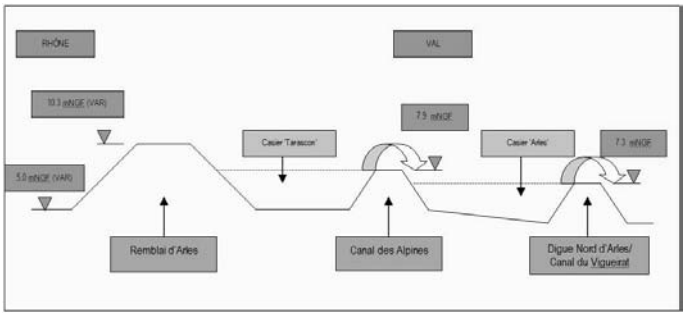


FIGURE 6 : SYSTEME DE CASIERS UTILISE DANS LE MODELE HEC-RAS

Ces classements de probabilité « qualitative » peuvent être traduits en probabilité d'occurrence annuelle qui varie entre 0 et 1. L'évaluation des probabilités d'occurrence annuelles est notamment déterminée par rapport à la probabilité d'occurrence (fréquence) des crues du Rhône.

Analyse de gravité des scénarios

Pour permettre une analyse détaillée des ERC identifiés et afin de caractériser l'inondation en termes de hauteur d'eau, de vitesse d'écoulement et de temps de propagation, il a été nécessaire de construire un modèle hydraulique de la zone à risque.

La modélisation hydraulique des ERC a été réalisée en deux étapes :

- caractérisation de l'évènement en termes de mode de défaillance (surverse ou érosion interne par exemple) et de cinétique de la brèche (temps d'ouverture, largeur finale de brèche, …) permettant la production des hydrogrammes (réalisée par la SNCF).
- modélisation des scénarios dans la plaine d'inondation à l'Est du remblai ferroviaire (réalisée par le Syndicat Mixte Interrégional des Digues du Delta du Rhône et de la Mer - Symadrem).

<u>Modélisation hydraulique – Production des hydrogrammes de brèche</u>

Il est à noter que les techniques de modélisation des brèches sont particulièrement peu avancées (par rapport à la modélisation hydraulique classique des fleuves par exemple) bien que des logiciels mathématiques numériques existent. Une des conclusions du projet FLOODsite indique que les meilleurs modèles qui existent actuellement peuvent estimer les débits de pointe générés pour une brèche avec une précision de ±30%.

L'approche adoptée dans l'étude pour la phase de modélisation hydraulique des brèches (hydrogramme de brèche) a été de construire un modèle unidimensionnel à casiers en utilisant le modèle HEC-RAS[1]. Cette approche permet d'intégrer les brèches dans le remblai ferroviaire (ou ouvrages associés) et de modifier la cinétique des brèches (brèche par surverse/ renard hydraulique, début de rupture, temps d'ouverture…) pour chaque scénario.

Le modèle filaire a été construit en intégrant la plaine à l'Est du remblai ferroviaire divisée en trois casiers (FIGURE 6):

1. Un casier délimité à l'Ouest par le Canal des Alpines,
2. Un casier délimité par le Canal des Alpines à l'Est et le Canal du Vigueirat à l'Ouest,
3. Un casier au sud du Canal du Vigueirat.

Les caractéristiques de brèche (cinétique d'ouverture, ouverture finale,…) ont été déterminées en fonction de notre connaissance de l'ouvrage, du retour d'expérience et des conclusions de la phase APR de cette étude. Plusieurs simulations ont été réalisées avec le modèle HEC-RAS afin d'évaluer l'impact des deux casiers 'Tarascon' et 'Arles' et de caractériser les débits transitant à travers le remblai ferroviaire en cas de brèche. Ces tests ont permis d'évaluer si les hypothèses concernant la cinétique de brèche ont eu tendance à surestimer ou à sous-estimer le débit de pointe dans la brèche (FIGURE 7).

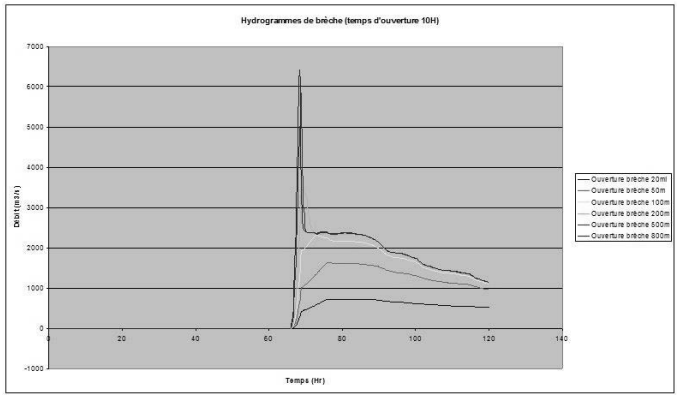


FIGURE 7 : DETERMINATION DE LA CINETIQUE DE BRECHE

<u>Modélisation hydraulique – Modèle bidimensionnel</u>

La modélisation mathématique a été réalisée en utilisant le logiciel INFOWORKS RS 2D (développé par HR WALLINGFORD).

L'étendue du modèle hydraulique concerne la zone protégée en rive gauche entre la plaine de Boulbon à l'amont jusqu'aux digues du Canal du Rhône à Fos en aval.

[1] Hydrologic Engineering Centre – River Analysis System (US Army Corps of Engineers)

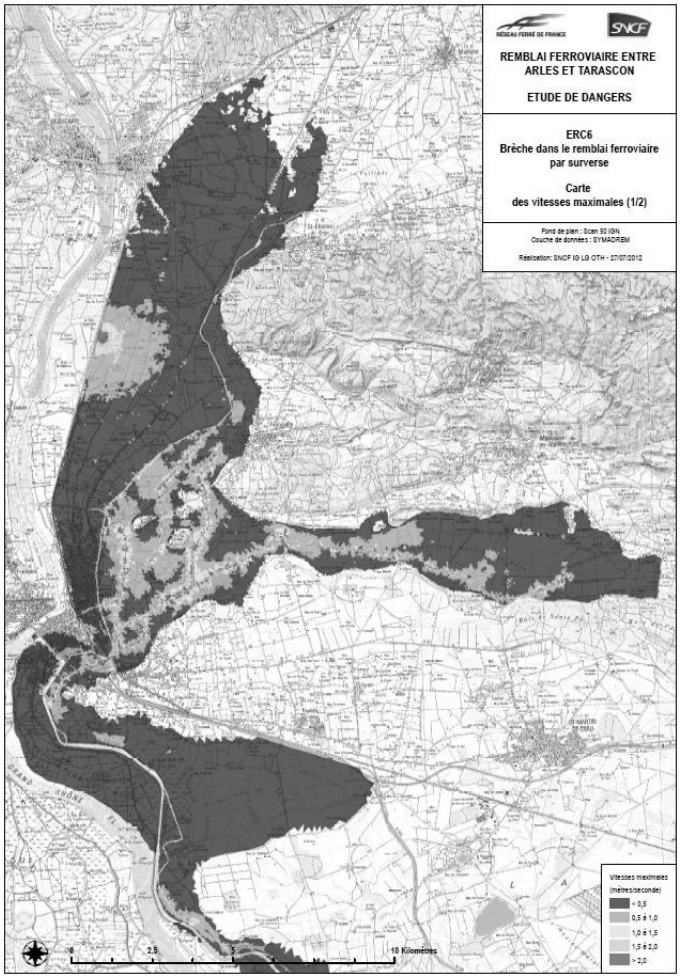


FIGURE 8 : RESULTATS DE LA MODELISATION HYDRAULIQUE

Le module 2D du logiciel utilise le principe de discrétisation de la zone inondable sous forme de mailles triangulaires et résout les équations de Saint Venant pour la hauteur et la vitesse en deux dimensions. Les résultats fournis aux points du maillage 2D sont :

- La hauteur,
- La direction d'écoulement,
- Le niveau d'eau,
- La vitesse,
- Le débit.

L'évaluation de la gravité des ERC est effectuée par l'élaboration d'arbres de conséquences (partie droite du nœud papillon). L'analyse s'appuie sur les résultats de la modélisation hydraulique pour caractériser la gravité de l'inondation après brèche pour la population à l'Est du remblai. Cette gravité est déterminée en fonction des caractéristiques de l'inondation notamment la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement (Figure 8) et des mesures de réduction des risques (barrières de protection) qui peuvent être adoptées pour réduire l'impact des conséquences de l'ERC.

Dans l'analyse de gravité des scénarios de brèche, le Guide de Lecture propose une évaluation par le nombre de personnes susceptibles d'être mises en danger citant cinq classes de gravité (à noter que le choix de grille est libre). La qualification d'acceptabilité des seuils de gravité basée sur le nombre de personnes affectées n'est pas aisée. Aussi, la démarche d'étude a été d'examiner d'autres approches réalisées dans ce domaine telles que celles développées dans le projet FLOODsite. Cette dernière a été finalement retenue. Elle combine les caractéristiques de l'inondation (hauteur d'eau, vitesse d'écoulement,…), le type et le comportement de la population exposé aux risques et l'efficacité du système d'alerte en place.

En utilisant les résultats de données obtenues des brèches historiques, le projet FLOODsite a développé des seuils de gravité en fonction des caractéristiques de brèche et de la zone affectée (FIGURE 9).

Hauteur d'eau x vitesse (m^2/s)			Gravité	Définition
Bas	Moyen	Haut		
<0.1	<0.25	<0.5	1	**Attention** 'Zone inondée avec une hauteur d'eau peu importante ou avec une hauteur d'eau importante mais stagnante'
0.1 à 0.3	0.25 à 0.5	0.25 à 0.7	2	**Dangereux pour la population la plus à risque (personnes agées, enfants…)** 'Danger : Zone inondée avec une hauteur d'eau importante ou avec une vitesse d'écoulement importante'
0.4 à 0.7	0.5 à 1.1	0.9 à 1.25	3	**Dangereux pour la plupart de la population** : ' Danger: Zone inondée avec une hauteur d'eau et vitesse d'écoulement importantes.'
0.9 à 1.25	1.1 à 3.0	>7.0	4	**Dangereux pour tous** : Danger important : Zone inondée avec une hauteur d'eau et vitesse d'écoulement importantes; risque d'effondrement des bâtiments de mauvais qualité de construction'
>7.0	>7.0	>7.0	5	**Dangereux pour tous** : Danger très important: Zone inondée avec une hauteur d'eau et vitesse d'écoulement importantes; risque d'effondrement ou dommages importantes pour tous les bâtiments dans la zone inondable'

Page 1

FIGURE 9 : SEUILS DE GRAVITE RETENUS DANS L'ANALYSE DE RISQUE

		Gravité				
		5	4	3	2	1
Probabilité	A (correspond à une crue naturelle de probabilité d'occurrence annuelle >0.1)					ERC3
	B (correspond une crue de probabilité d'occurrence annuelle de 0.1 à 0.02)				ERC1	
	C (correspond à une crue de probabilité d'occurrence annuelle de 0.02 à 0.004)		ERC4 ERC6 ERC7 ERC8 ERC9			ERC5
	D (correspond à une crue de probabilité d'occurrence annuelle de 0.004 à 0.001)		ERC2			
	E (correspond à une crue de probabilité d'occurrence annuelle <0.001)					

FIGURE 10 : RESULTATS DE L'ANALYSE DE RISQUE

En utilisant les résultats de la modélisation hydraulique et en déterminant les enjeux à risque en cas de brèche dans le remblai ferroviaire, une analyse des dangers a été réalisée pour chaque scénario de brèche.

L'analyse des conséquences a été effectuée tant pour le domaine de la sécurité ferroviaire que pour celui de la sécurité civile.

La FIGURE 10 présente les résultats de l'analyse de risque. La matrice de criticité permet de placer les ERC par rapport à leur probabilité d'occurrence et la gravité des conséquences.

Mesures de réduction et de maîtrise des risques

Les résultats de l'analyse de risque doivent être examinés en considération de l'échéance proche de la construction de la future digue parallèle au remblai d'Arles et de la mise en transparence de l'ouvrage qui changera fondamentalement la situation existante. Le projet consiste en la construction d'une digue parallèle au remblai ferroviaire, piloté par le Symadrem, et la mise en transparence de ce dernier par la construction d'une succession de dix ouvrages de décharge, projet piloté par RFF (FIGURE 11).

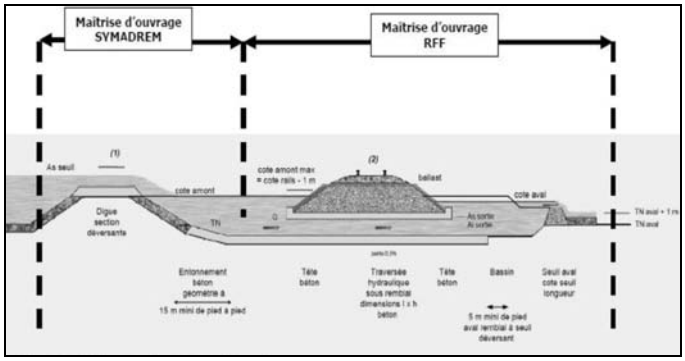


FIGURE 11 – SCHEMA DE L'AMENAGEMENT AVEC LA FUTURE DIGUE PARALLELE AU REMBLAI D'ARLES

Les méthodes d'évaluation de risque habituellement utilisées comme explicitées dans la NF EN 31010 et le Guide de Lecture du Contenu de l'Etude de Dangers n'ont pas été retenues pour l'EDD.

Ce choix a été pris par RFF en considérant qu'il sera particulièrement difficile de s'accorder unilatéralement sur le bon étalonnage sur la notion d'acceptabilité de risque. Ceci est notamment vrai pour le contexte d'Arles où la gravité des conséquences touche un environnement dont la vulnérabilité est conditionnée par la coordination et la réactivité d'un nombre important d'acteurs.

L'approche adoptée pour l'EDD a été de réduire au maximum la gravité et la probabilité de chaque ERC (soient vers Gravité 1 et Probabilité A) en évaluant l'efficacité des barrières de prévention et de protection (FIGURE 12).

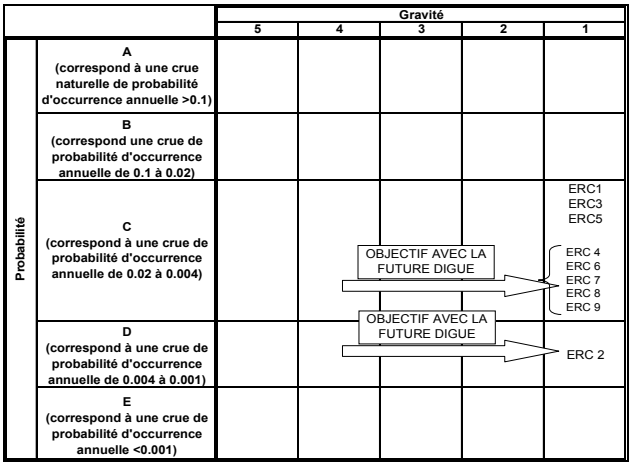


FIGURE 12 – MATRICE DE CRITICITÉ RETENUE

CONCLUSIONS

La réalisation de l'EDD du remblai d'Arles a permis à RFF de répondre à la demande réglementaire en identifiant les risques associés à l'ouvrage notamment en période de crue du Rhône et en établissant un plan d'actions pour améliorer les procédures où des faiblesses ont été identifiées et ce, dans le but d'assurer le fonctionnement correct de l'ouvrage en toute circonstance jusqu'à la construction de la future digue parallèle.

Cette étude spécifique et complexe a été l'occasion de mettre en œuvre une méthodologie d'analyse de risque dans un domaine « émergent » où les méthodes sont en construction/ à construire. Toutefois, ce travail met en évidence un certain nombre de problèmes à résoudre pour garantir l'efficacité des actions :

- la définition d'acceptabilité de risque,
- l'intégration des facteurs humains dans l'analyse de risque,
- la coordination des études « locales » pour répondre à un enjeu global (organisation et harmonisation entre les différents propriétaires d'ouvrages du système global de protection),
- les outils et méthodes de modélisation.

La première observation fondamentale concerne la notion d'acceptabilité des risques par le propriétaire d'un ouvrage tel que le remblai d'Arles (Chapitre 9 de l'EDD). Il est en effet très délicat de fixer une acceptabilité des conséquences d'une brèche dans un ouvrage lorsque les répercussions de cette dernière dépendent de nombreux facteurs aléatoires et notamment de la réactivité de parties tierces (Préfet, pompiers, population…).

Dans cette même logique, il est difficile de fixer des seuils de gravité en fonction du nombre de personnes mises en danger sans tenir compte également de critères comme la

propagation de l'onde de submersion dans la zone à risque, l'efficacité de l'alerte à la population, les caractéristiques de la population à risque et son comportement lors d'une crise, etc.

Certains systèmes de protection, comme celui du Rhône, sont composés de sous-systèmes gérés par des maîtres d'ouvrages différents. A cette complexité s'ajoutent la présence d'ouvrages de second rang dans la zone protégée ou d'infrastructures pouvant avoir un impact sur la gravité des conséquences d'une brèche. Dans une telle configuration, se pose la question d'harmoniser les résultats des études de dangers morcelées par sous systèmes et avec autant de maître d'ouvrages.

Enfin, sur le plan technique, l'étude des différents scénarios de brèches a démontré l'importance de maintenir l'effort de compréhension et de caractérisation des mécanismes de rupture notamment celui de l'érosion interne, notion qui, dans l'exercice actuel des études de danger, constitue la plus grande marge d'incertitude.

Références

Symadrem/ Egis Eau (2012), *Etude relative à la gestion et au ressuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles*

Retour d'expérience sur l'étude de dangers réalisée dans le cadre du Projet « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche »

The « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche » project : feedback about the hazard study

O. Manin[1], M. Grenier[2], M. Pinhas[3], V. Platz[4], T. Monier[5], S. Colautti[6]

[1] Symbhi (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère), Grenoble, o.manin@cg38.fr
[1] Symbhi (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère), Grenoble, mathieu.grenier@cg38.fr
[3] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, m.pinhas@adisere.fr
[4] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, v.platz@adisere.fr
[5] Artelia, Grenoble, thierry.monier@arteliagroup.com
[6] Artelia, Grenoble, sandra.colautti@arteliagroup.com

Résumé

Le Projet « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche », porté par le Symbhi et dont le maître d'œuvre est le groupement Artelia – CNR, est un projet d'aménagement de la vallée de la Romanche qui concerne 9 communes entre Livet et Gavet et la confluence avec le Drac soit environ 20 000 habitants.

Il apporte une réponse à plusieurs enjeux identifiés sur le territoire dont la protection des zones urbanisées contre la crue centennale de la Romanche par optimisation de la capacité hydraulique du système d'endiguement, et la prise en compte du risque d'éboulement à court terme des Ruines de Séchilienne et ses conséquences hydrauliques par rehaussement des digues.

Selon la réglementation en vigueur, le programme a fait l'objet d'une étude de dangers complète menée par Artelia, jointe au dossier d'enquête publique, et validée par les autorisations réglementaires nécessaires.

L'étude a permis la simulation de plusieurs ruptures de digue et la simulation des zones inondables par modélisation hydraulique bidimensionnelle à l'aide du logiciel TELEMAC 2D. L'analyse des risques a été menée sur la méthode dite du Nœud Papillon. Bien que présentant une très forte gravité potentielle, ces scénarios de défaillance se positionnent en zone verte dans la grille de criticité barrages (risque acceptable) grâce à leur très faible probabilité d'occurrence (E - extrêmement peu probable).

Les résultats ont fait l'objet d'une présentation pédagogique aux élus locaux qui ont manifesté un vif intérêt pour ce type d'étude.

Abstract

Symbhi has in charge the « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche » project, which is based on the arrangement of the Romanche valley and concerns 9 municipalites from Livet et Gavet to the Drac confluence. It represents approximatively 20 000 inhabitants. The main contractors are Artelia and CNR.

The project brings solutions to several stakes on this valley : protection of urbanized areas against a centennal flood, using a maximization of the flow capacity between the levees, and protection against the hydraulic short-term consequences of the "Ruines de Séchilienne" landslide natural risk, which requires to make the levees a few higher.

According to the current laws, a hazard study has been led by Artelia. This study was a part of the public inquiry pack and has been validated by the necessary statutory authorizations.

The study contains many breaches modelling and the simulation of the flood spread with a two dimensional hydraulic software, named TELEMAC 2D. The risk analysis has been studied with the bow-tie or "Noeud Papillon" method. The failure scenarios present a very high potential seriousness, but they can be located in the green part of the dam critical scale (acceptable risk), thanks to a very low occurrence probability.

Study results have been presented to local councillors with teaching skills and they assured a great interest for this sort of analysis.

Introduction

Le Symbhi, structure pour la gestion intégrée des grandes rivières du département de l'Isère et la protection contre les crues sur le bassin de l'Isère et la Romanche, est le maître d'ouvrage du projet d'aménagement « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche » [1].
La Romanche est une rivière longue de 76 kilomètres. Elle prend sa source à La Grave (Hautes-Alpes) dans le massif des Ecrins et se jette dans le Drac à Champ-sur-Drac. Elle emprunte, dans son parcours isérois, la plaine du Bourg d'Oisans, les gorges encaissées de Livet-et-Gavet, puis la plaine de Séchilienne avant de rejoindre la plaine de Vizille.
L'opération Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche concerne neuf communes entre Livet-et-Gavet et la confluence avec le Drac soit une population totale d'environ 20 000 habitants.
Un des principaux objectifs de ce programme est d'obtenir une protection contre les submersions des zones urbanisées par la réhabilitation d'un système d'endiguement des crues de la Romanche capable de résister à la rupture pour une crue centennale augmentée du sur-débit lié à l'érosion du barrage naturel constitué par l'éboulement des Ruines de Séchilienne.
Ce projet est donc unique car en plus de protéger contre les crues naturelles de la Romanche, il prend en compte la parade hydraulique au risque majeur de court terme d'éboulement des Ruines de Séchilienne, risque suivi par un collège national d'experts depuis plus de 25 ans. Le coût de l'opération est d'environ 28 millions d'euros HT et les travaux ont commencé début 2013 pour une durée de 3 ans.
La mise en œuvre de ce programme d'aménagement nécessite la production d'un dossier de demande d'autorisation au titre des articles L214-1 et suivants du Code de l'Environnement [2]. Lorsque des ouvrages d'endiguement sont concernés, l'article R214-6 précise que ce dossier d'autorisation doit contenir une étude de dangers [6] pour les digues de classe A, B ou C.
L'étude de dangers ayant débuté en novembre 2010, la méthodologie suivie est conforme au plan et au contenu requis par l'arrêté du 12 juin 2008 [4], ainsi qu'au guide de lecture [5] mis à la disposition de la profession.
La communication propose de faire un retour d'expérience sur le déroulement de cette étude et sur ses enseignements.

Les ouvrages et leur environnement

Les ouvrages d'endiguement de la plaine de Vizille, implantés en rive droite et gauche de la Romanche, sont situés sur les territoires communaux de Vizille, Saint-Pierre-de-Mésage, Notre-Dame-de-Mésage et Champ-sur-Drac, dans le département de l'Isère (cf. Figure 1).

Le périmètre de l'étude de dangers englobe tous les ouvrages d'endiguement de la plaine de Vizille : ouvrages neufs projetés, ouvrages existants confortés ou rehaussés et ouvrages existants non modifiés, soit un linéaire total de 10 270 m. Sept ouvrages d'endiguement sont concernés.
Les arrêtés préfectoraux de classement des ouvrages existants ont été délivrés après enquête publique, les classements en application de l'article R214-113 du Code de l'Environnement varient entre B et D. Pour les ouvrages neufs à venir, le classement devrait être en C.
Les propriétaires et gestionnaires des ouvrages existants sont actuellement divers.

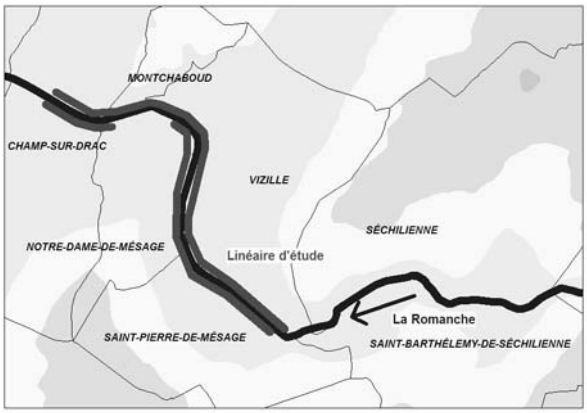


FIGURE 1: CARTE DU PÉRIMÈTRE D'ÉTUDE

Après aménagement, les responsables des ouvrages seront :
- le Symbhi, qui sera le propriétaire unique des ouvrages d'endiguement et de leur assise foncière ;
- l'Association Départementale Isère Drac-Romanche, qui sera le gestionnaire unique des ouvrages.

Description des ouvrages
L'endiguement de la vallée de la Romanche a débuté à la fin du XVIII^{ème} siècle et s'est poursuivi tout au long du XIX^{ème}. Cet endiguement a été complété puis terminé dans les années 1970 (digue de Jouchy).
Les ouvrages existants sont tous constitués par des remblais en terre : de manière générale il s'agit de sables limoneux dans le corps de digue et de graves sableuses en fondation.
Les hauteurs maximales d'endiguement varient selon les tronçons entre 1,75 et 3,80 m.
Le secteur de la Romanche à Vizille étant caractérisé par une dynamique de rivière torrentielle endiguée « large », il n'y a pas ou peu de franc-bord entre les berges et les digues par effet de divagation sur toute la largeur disponible.



FIGURE 2: VUE AÉRIENNE DES DIGUES DE LA ROMANCHE DANS LA TRAVERSÉE DE LA PLAINE DE VIZILLE

Pour les ouvrages les plus anciens (en rive droite), un perré maçonné en mauvais état est parfois visible sur le talus côté rivière. De petits enrochements en pied sont également présents sur une partie importante du linéaire.
Pour les ouvrages les plus récents (en rive gauche), une protection des talus et pied de digue côté rivière est en place : carapace en enrochements avec sabot parafouille.
Aucun déversoir de sécurité n'est actuellement recensé, mais une vanne est incluse dans le système d'endiguement afin de protéger l'aval de Vizille d'une inondation par refoulement dans le canal du Gua.
Depuis septembre 1968, marqué par une crue importante qui a causé des dommages localisés aux endiguements, il n'a pas été constaté de phénomènes hydrologiques majeurs. Le niveau de sollicitation de ces quarante dernières années est relativement peu important.

Les aléas

Les aléas naturels considérés dans le cadre de l'étude de dangers sont les crues de la Romanche, associées au risque de mouvement terrain majeur : les Ruines de Séchilienne.



FIGURE 3: VUE DES OUVRAGES D'ENDIGUEMENT A VIZILLE DEPUIS LE PONT DE LA RN 85



FIGURE 4: VUE DU RISQUE MAJEUR D'ÉBOULEMENT DES RUINES DE SÉCHILIENNE

Le glissement des Ruines de Séchilienne

Le risque d'éboulement des Ruines de Séchilienne est connu de longue date et il est suivi avec une attention particulière de l'Etat depuis 1985. Il se caractérise par l'instabilité irréversible d'un pan de montagne, le Mont Sec, se situant en rive droite de la Romanche à une quinzaine de kilomètres en amont de Grenoble.
L'éboulement est susceptible de couper la Route Départementale 1091 (Grenoble – Briançon) et surtout de barrer la vallée sur une hauteur importante. L'eau de la Romanche s'accumulant derrière ce barrage naturel créerait un lac d'un volume d'eau proportionnel à celui de

l'éboulement (200 000 à 20 millions de m^3). La rupture inévitable du barrage provoquerait une crue de la Romanche avec des conséquences pour les territoires en aval proportionnelles à l'importance de l'éboulement.
Depuis 2007, le Symbhi a assuré l'étude des parades hydrauliques des Ruines de Séchilienne.
D'après le collège d'experts, l'éboulement à court terme pourrait provoquer la formation d'un barrage de hauteur (5 à 6 mètres) constitué de 3 millions de m^3, qui n'entraînerait qu'un sur-débit de 50 m^3/s – contre environ 200 m^3/s envisagés avant les études du Symbhi. Ce débit de 50 m^3/s est parfaitement absorbable moyennant un léger rehaussement des digues.
A long terme, plusieurs éboulements dont le volume total ne dépassera pas 3 millions de m^3 supplémentaires, peuvent se produire. Mais la hauteur du barrage naturel ainsi formé n'en sera pas modifiée. Le Symbhi a étudié plusieurs scénarios de parade hydraulique dont la possibilité d'utiliser une galerie pour dévier l'eau de la Romanche.
C'est finalement le renforcement et la légère surélévation des digues de la plaine de Vizille qui ont été retenus par le groupe de suivi piloté par le Préfet. A plus long terme, si les conclusions du collège d'experts devaient évoluer, la construction d'une galerie hydraulique pourrait être envisagée.

Les crues de la Romanche
Les débits caractéristiques de la Romanche sont tirés des études du Symbhi comprenant la modélisation hydraulique de propagation et d'amortissement des crues dans la plaine de l'Oisans [3] et sont repris dans le Tableau 1.

L'environnement des ouvrages
La zone protégée par le système d'endiguement de la plaine de Vizille correspond à la zone inondée par la crue de projet en considérant :

- pour les ouvrages existants : un effacement de digue ;
- pour les ouvrages neufs : les zones inondées actuelles.

Cette zone protégée a été délimitée à l'aide des études hydrauliques de l'Avant-Projet Séchilienne - Moyenne et Basse Romanche [7]. En effet, l'état de référence actuel a été modélisé avec le logiciel Carima pour différentes crues dont la crue de projet. Dans ce cas, il a été pris en compte la formation de deux brèches dans le système d'endiguement actuel. En prolongeant la simulation dans le temps, le niveau en lit majeur équivaut à celui que l'on obtiendrait en considérant un effacement de digue, ce qui permet d'obtenir le contour de la zone protégée par le système d'endiguement actuel de la plaine de Vizille.
La zone protégée totale présente une surface d'environ 193 hectares et la population protégée totale correspond à environ 4 450 habitants. Par ailleurs, le centre de la commune de Vizille étant compris dans la zone protégée, de nombreux établissements recevant du public de catégories 1 à 5 sont recensés dont des ERP sensibles comme des établissements scolaires, des établissements de soins…

TABLEAU 1: LES DÉBITS CARACTÉRISTIQUES DE CRUE DE LA ROMANCHE

Type de crue	Débit en m^3/s
Crue décennale Q_{10}	330
Crue cinquantennale Q_{50}	464
Crue centennale Q_{100}	550
Crue cinq-centennale Q_{500}	790
Crue millénale Q_{1000}	893
Sur-débit associé à l'érosion des Ruines de Séchilienne à court terme (à la cote 336)	50
Sur-débit associé à l'érosion des Ruines de Séchilienne à long terme (à la cote 348)	110
Sur-débit associé à l'érosion des Ruines de Séchilienne à long terme (à la cote 348) et creusement d'une galerie de dérivation	150
Crue de projet (Q_{100} + sur-débit à court terme)	600

TABLEAU 2: PROBABILITÉS DES SCÉNARIOS DE DÉFAILLANCE POTENTIELLE

Probabilité des événements				
E Evénement extrêmement peu probable	D Evénement très improbable	C Evénement improbable	B Evénement probable	A Evénement certain
10^{-5} 3.10^{-5}	10^{-4} 3.10^{-4}	10^{-3} 3.10^{-3}	10^{-2} 3.10^{-2}	10^{-1} 3.10^{-1} 1

Les aménagements du projet « Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche »

Les aménagements du projet Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche sont repris sur la figure 5.
Un des principes essentiels de ce programme d'aménagement consiste à protéger les zones urbaines contre les inondations de la Romanche qui peuvent notamment être accrues par l'éboulement des Ruines de Séchilienne.
Pour cela, il a été choisi d'optimiser la capacité hydraulique du lit mineur tout en confortant et rehaussant les endiguements existants d'une part, et d'autre part en créant de nouveaux ouvrages ainsi que des déversoirs de sécurité.
La crue de projet retenue par le Symbhi pour le dimensionnement des ouvrages hydrauliques est la crue centennale à laquelle on a ajouté un sur-débit de 50 m^3/s. Ce sur-débit est associé à l'érosion d'un éboulement des Ruines de Séchilienne à la cote 336 (dit de court terme). Le débit de pointe de la crue de projet est donc de 600 m^3/s.
Cinq déversoirs de sécurité ont été positionnés et calés le long du lit de la Romanche dans la zone de Vizille. Des tests de sensibilité ont été effectués afin d'optimiser la largeur de chaque seuil.
Les aménagements hydrauliques ont été conçus de la manière suivante :

- les déversoirs de sécurité sont calés à Q_{100} + 50 m^3/s + revanche de 30 cm dans le cas où ils sont en amont de lieux habités. Dans le cas contraire, ils sont calés au niveau de la crue de projet (Q_{100} + 50 m^3/s) ;
- les digues sont calées à Q_{100} + 50 m^3/s + revanche de 1 m. Les digues existantes dont le niveau de la crête dépasse Q_{100} + 50 m^3/s + 1 m ne verront pas leur calage modifié.

Le calage géométrique a été défini de manière à limiter au maximum les phénomènes d'érosion interne et de glissement d'ensemble.
Les prescriptions contre l'érosion externe, l'érosion interne et le glissement d'ensemble suivent les recommandations actuelles en matière de conception dans le domaine des digues et barrages.
Ainsi, que ce soit pour les ouvrages existants confortés ou les ouvrages neufs, les coefficients de sécurité au dimensionnement retenus sont les suivants :

- érosion externe : le coefficient de sécurité minimum utilisé pour une sinuosité faible est de 1,5 et s'applique à des vitesses moyennes calculées en crue de projet de l'ordre de 3 m/s ;
- érosion interne : afin que le gradient critique ne soit pas dépassé, un coefficient de sécurité de 1,5 a été appliqué vis-à-vis du matériau constitutif des digues neuves et des solutions de confortement pour les ouvrages existants ;
- glissement d'ensemble : un coefficient de sécurité de 1,5 a été choisi pour le dimensionnement géométrique des ouvrages neufs et le confortement des ouvrages existants

Gestion de la sécurité

La sécurité des ouvrages fait l'objet, par le gestionnaire, d'une surveillance *hors* et *en* période de crue. Hors période de crue, les digues sont parcourues deux fois par mois sur l'intégralité du linéaire. Les agents ont autant pour mission de vérifier la bonne accessibilité des ouvrages, que de relever les désordres et de les porter dans la base de données SIRS-Digues afin d'en assurer la gestion ultérieure. En crue, des inspections sont principalement tournées vers les endroits repérés comme sensibles par l'étude de dangers ; une entreprise de Travaux Publics se tient par ailleurs prête à intervenir si besoin.

Analyse des risques

La présence d'ouvrages d'endiguement représente un facteur de risque, un potentiel de danger, car leur possible défaillance (comme la rupture par exemple) est susceptible d'engendrer un événement redouté : la libération accidentelle d'eau dans le lit majeur, mettant ainsi en péril les personnes et biens initialement protégés.
L'analyse des risques de cette étude de dangers est basée sur la méthode dite du Nœud Papillon. Le risque est exprimé par la probabilité de survenue de l'événement redouté « inondation » et par l'ampleur de ses conséquences.
L'analyse initiale des potentiels de dangers a permis d'identifier les évènements initiateurs ou défaillances pouvant conduire à cet évènement redouté : la rupture par surverse, la rupture par érosion externe, la rupture par érosion interne, la rupture par glissement d'ensemble, la surverse sans rupture (notamment pour les déversoirs de sécurité) et le dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique lié au système d'endiguement.
Les facteurs de sensibilité associés à chacun de ces mécanismes ont été étudiés afin de leur attribuer une probabilité de défaillance par dire d'expert. Cette cotation probabiliste des scénarios de défaillance potentielle a été réalisée pour trois gammes de crue encadrant la crue de protection puis la plus pessimiste a été retenue.
Les cotations ont été réalisées à partir des facteurs de sensibilité suivants : calage des ouvrages et des revanches disponibles, caractéristiques intrinsèques, coefficients de sécurité retenus, type, âge et mode de gestion des ouvrages hydrauliques liés aux digues.
La grille de cotation utilisée, issue de la littérature et adaptée par la pratique d'Artelia, est reprise dans le Tableau 2.

Les cotations obtenues pour chaque défaillance potentielle et pour chaque type d'ouvrage sont reprises dans le Tableau 3.

Le déroulement de l'analyse des risques s'est poursuivi par l'évaluation des conséquences de l'événement redouté à partir d'une modélisation bidimensionnelle, l'objectif étant de caractériser l'aléa résultant de la défaillance accidentelle des ouvrages.

Dans le cas présent, trois scénarios de défaillance ont été modélisés à l'aide du logiciel TELEMAC 2D. Ces scénarios de défaillance ont été choisis selon le couple mode de défaillance/localisation à savoir :

- localisation : dans le cas d'ouvrages neufs et confortés sans point de faiblesse évident, les secteurs choisis sont ceux présentant les plus forts enjeux en aval (maximum de population) ;
- mode de défaillance : le choix des modes de défaillance s'est porté sur la recherche d'un aléa fort soit une rupture. Les probabilités de défaillance retenues étant toutes identiques pour les cas de rupture, il a été choisi deux scénarios de rupture par surverse et un scénario d'érosion interne.

Parmi les trois calculs d'onde de rupture, celui engendrant un maximum de gravité est présenté ci-après. Il s'agit du scénario de rupture par érosion interne (renard hydraulique), au droit d'un point de faiblesse détecté au diagnostic.

Cette rupture a été modélisée en rive droite, en amont du système d'endiguement. Le modèle bidimensionnel construit en conséquence présente une surface de 1 km².

Le niveau de mise en charge de la digue considéré pour le scénario de rupture est maximal soit égal à la cote altimétrique des déversoirs de sécurité. La longueur de brèche simulée est de 50 mètres et les phénomènes de surcreusement en aval n'ont pas été pris en compte c'est-à-dire que l'on a considéré que la brèche s'ouvre instantanément jusqu'à la cote du terrain naturel à l'arrière de la digue : la hauteur de rupture est ainsi de 2 mètres. La durée d'élargissement de la brèche a été fixée à 0,5 heure (cinétique rapide).

L'hydrogramme d'entrée nécessaire pour induire la rupture par renard hydraulique est très fort, ce qui induit une dynamique de l'inondation très rapide, un volume d'eau introduit très important et au final une vidange assez longue du casier (plus de 48 heures…). Les premières habitations sont touchées à t = 5 minutes après début de rupture. Le critère des vitesses d'écoulement (voir Figure 6) est le paramètre le plus impactant dans ce scénario de rupture : près de la moitié environ de la surface du casier est concernée par des vitesses d'aléa fort où les vitesses sont supérieures à 0,5 m/s.

Le niveau maximum de l'inondation est atteint à t = 7 h 30 après début de rupture. Les hauteurs d'eau relevées sont importantes et deux zones urbaines sont concernées par des hauteurs d'eau supérieures à 1m.

Une zone en particulier se trouve dans une situation critique : cette zone d'habitations est touchée à t = 5 minutes, se remplit très rapidement jusqu'à des hauteurs pouvant aller jusqu'à 3m, concentre des vitesses d'écoulement élevées jusqu'à 2 m/s. L'accès de cette zone est entravé par l'onde de rupture : la RD1091 et la RD101 sont impactées par des fortes hauteurs et vitesses, rendant ainsi l'évacuation de la zone difficile.

Pour l'estimation concrète de la gravité de l'aléa, suite à l'établissement d'une cartographie de l'inondation selon les hauteurs et vitesses de l'onde de rupture, un comptage de la population est réalisé dans les zones d'aléa fort soit dans les zones où $h \geq 1$ m et/ou $v \geq$ à 0,5 m/s. On obtient ainsi pour ce scénario environ 2580 habitants exposés ce qui correspond à la classe de gravité maximale (classe 5 – désastreux).

TABLEAU 3: COTATIONS OBTENUES POUR CHAQUE DÉFAILLANCE POTENTIELLE ET CHAQUE TYPE D'OUVRAGE

Scénarios de défaillance	Cotation		
	Ouvrages neufs ou confortés	Ouvrages existants non modifiés	Déversoirs de sécurité
Surverse sans rupture	—	B	C
Rupture par surverse	E	—	E
Rupture par érosion externe	E	D	E
Rupture par érosion interne	E	D	E
Rupture d'ensemble	E	D	E
Dysfonctionnement d'un ouvrage hydraulique	—	C	—

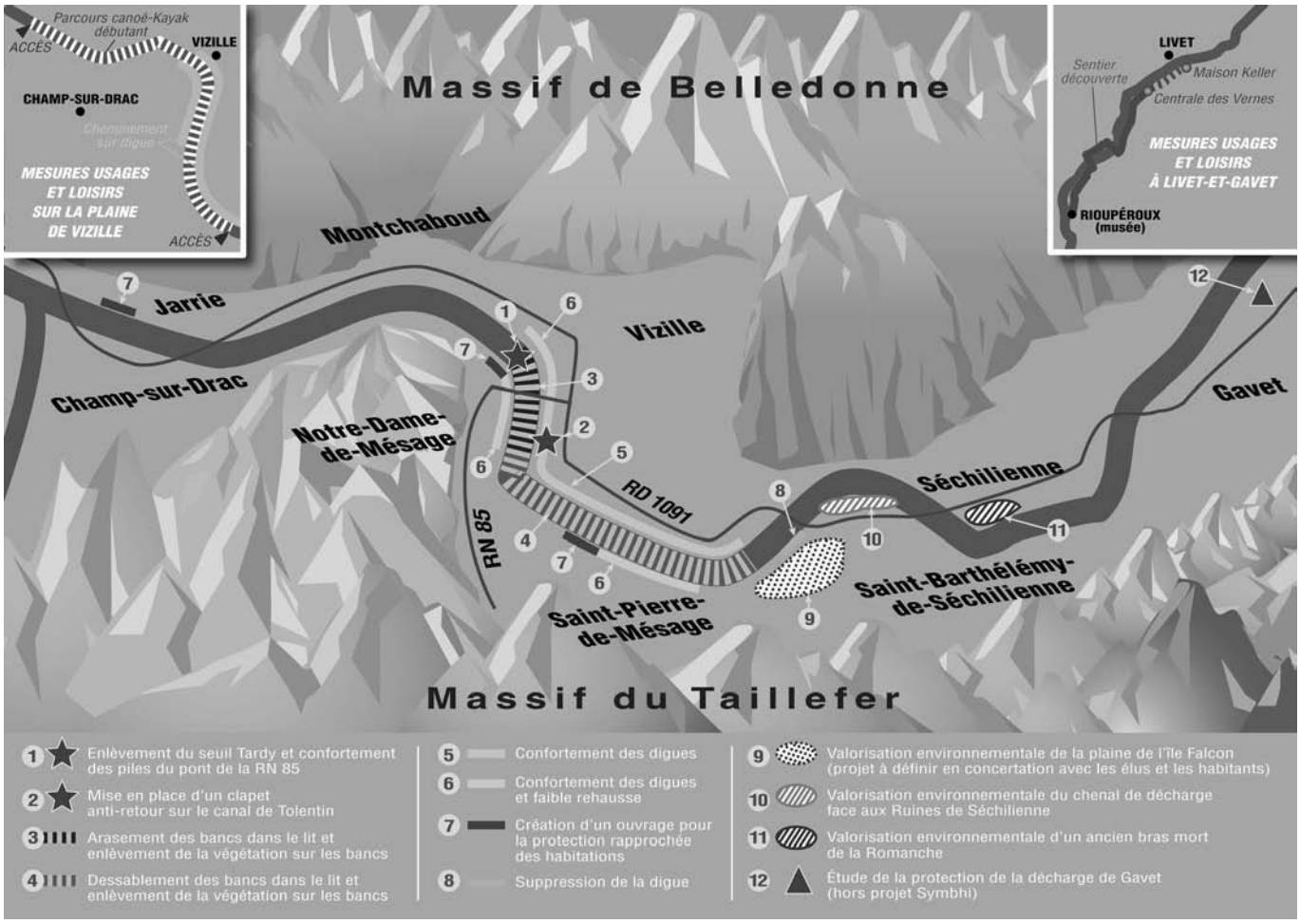


FIGURE 5: CARTE DES AMÉNAGEMENTS DU PROJET SÉCHILIENNE – MOYENNE ET BASSE ROMANCHE

Le classement des scénarios de défaillance potentielle a été réalisé par la suite dans la matrice de criticité dite « barrages » basée sur la combinaison probabilité/gravité. Bien que présentant une très forte gravité potentielle, ces scénarios se positionnent en zone verte de la grille (risque acceptable) grâce à leur très faible probabilité d'occurrence (E - extrêmement peu probable).

En complément, les scénarios de défaillance potentielle sont classés dans la grille de criticité dite « digues » qui prend en compte le moment de la survenance de la défaillance et la gravité des conséquences potentielles. Etant donné la création de déversoirs de sécurité et la création ou le renforcement de digues résistantes à l'aléa de référence, tous les scénarios sont classés en zone verte et ce, sans distinction de gravité.

A titre de mesures d'accompagnement de la sécurisation du système d'endiguement, l'étude de dangers conclut sur le fait qu'il serait souhaitable de disposer à terme d'une annonce de crue et d'adapter le plan communal de sauvegarde pour les secteurs les plus exposés.

Sensibilisation des élus et retours de l'enquête publique

La présence d'une telle étude de dangers dans un dossier d'enquête publique était une nouveauté pour les élus et la population. Par ailleurs, certaines hypothèses de telles simulations peuvent inquiéter le lecteur sans explication vulgarisée préalable. Pour cela, le Symbhi a organisé une réunion pédagogique envers les élus de la zone d'étude, pour leur exposer la réglementation, la méthodologie employée, et les calculs réalisés. Artelia a ainsi pu répondre aux nombreuses interrogations que peuvent susciter les simulations en cas de rupture de digue, bien que la probabilité d'un tel événement soit limitée. Les élus locaux ont ainsi manifesté un vif intérêt pour ce nouveau type d'études. L'étude de dangers était ensuite jointe au dossier d'enquête publique mais elle n'a fait l'objet d'aucune question consignée dans les registres d'enquête.



FIGURE 6: BRÈCHE AMONT : CARTE DES VITESSES D'ÉCOULEMENT MAXIMUM EN TOUT POINT DU CASIER

Conclusion

Le projet Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche est un projet unique et exemplaire permettant la protection des populations contre les crues naturelles de la Romanche, mais aussi contre le risque majeur de court terme d'éboulement des Ruines de Séchilienne, suivi depuis 1985. En raison de la configuration de la vallée, il est basé notamment sur la réhabilitation du système d'endiguement de la plaine de Vizille.

Le programme a fait l'objet d'une étude de dangers complète menée par Artelia, jointe au dossier d'enquête publique, et validée par les autorisations réglementaires nécessaires.

L'étude a permis la simulation de plusieurs ruptures de digue et la simulation des zones inondables par modélisation hydraulique bidimensionnelle à l'aide du logiciel TELEMAC 2D. Les résultats ont fait l'objet d'une présentation pédagogique aux élus locaux qui ont manifesté un vif intérêt pour ce type d'étude.

Remerciements

Le maître d'ouvrage remercie l'ensemble des équipes techniques ayant participé aux études de conception du projet, mais aussi tous les élus, les services instructeurs, les partenaires et les habitants qui ont participé à la concertation autour de l'élaboration du projet. Le maître d'ouvrage remercie enfin Monsieur Philippe Lefort qui, par ses solides compétences techniques, a pu apporter sa grande expertise sur les propositions techniques des maîtres d'œuvre, ainsi que le collège national d'experts, dit « Groupe Panet », qui suit le risque d'éboulement depuis 25 ans. Ce collège a accueilli le Symbhi tout au long des études pour échanger et partager sur l'avancement des propositions.

Références

[1] Artelia, Sinequanon', Compagnie Nationale du Rhône. *Projet Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche. Etudes de projet.* 2012.

[2] Egis Eau. *Projet Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche. Dossier d'enquête publique (DUP, DLE, DIG, Mise en compatibilité des documents d'urbanisme)*. 2011.

[3] Hydrétudes, Sage Ingénierie, Agrestis. *Schéma d'Aménagement de la Romanche*. 2007-2009.

[4] Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire. *Arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu*.

[5] Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire. *Guide de lecture des études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales annexé à la circulaire du 16 avril 2010 relative aux études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales.*

[6] Sogreah. *Etude de dangers pour les travaux de mise en œuvre de la parade hydraulique à court terme des Ruines de Séchilienne et d'aménagement de la Moyenne et Basse Romanche.* 2011.

[7] Sogreah, Sinequanon', Compagnie Nationale du Rhône. *Projet Séchilienne – Moyenne et Basse Romanche. Etudes d'Avant-Projet.* 2011.

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : retour d'expérience

Loire river hazard studies: feedback

Jean Maurin[1], Arnaud Boulay[1], Patrick Ferreira[2], Rémy Tourment[3] et Bruno Beullac[3]

[1]DREAL Centre, 5 avenue Buffon, BP 6407 45064 Orléans cedex 2,
e-mail: *prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr*,
[2]DDT Loiret, 45000 Orléans,
prenom.nom@loiret.gouv.fr
e-mail: *prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr*,
[3]Irstea, Centre d'Aix en Provence, 3275 route Cézanne, CS 40061,
13182 AIX EN PROVENCE Cedex 5,
e-mail: prenom.nom@irstea.fr

Résumé

La Loire est un fleuve dont les endiguements sont importants aussi bien en hauteur, qu'en longueur et en population protégée. On dénombre une cinquantaine de systèmes d'endiguements sur les bords du fleuve royal, une grande partie construite depuis le moyen age ayant été décidée par les rois de France, ces digues sont encore aujourd'hui la propriété de l'État Français et sont gérées par les services des préfectures.

Les études de dangers des digues de classe A de la Loire ont été remises pour la fin de l'année 2012 aux services de contrôle. Elles sont au nombre de trois : la levée d'Orléans [1], les levées de Tours [2] et la grande levée de l'Authion [3]. A eux trois, ces systèmes d'endiguements représentent plus de 170 kilomètres de digue et protégent quelques 230 000 habitants.

Ces études ont permis de mettre à plat les connaissances hydrauliques, géotechniques, morphodynamiques et géographiques (situation des enjeux et populations) relatives aux ouvrages. Elles ont permis de connaître les tronçons de levée les plus fragiles avec leur probabilité de rupture. Ainsi elles donnent une vision objective des risques encourus par les populations concernées derrière ces digues.

Elles produisent des analyses qui vont permettre de mettre en place une politique de réduction du risque. Cette politique sera basée sur plusieurs types d'actions :

- sur la gestion (gestion de l'ouvrage – gestion du territoire)
- sur les ouvrages (structurelles – fonctionnelles)
- sur la connaissance (phénomènes - ouvrages et fondations – historique)

Les études débouchent donc sur un programme ambitieux à cours, moyen et long terme.

Abstract

The Loire river's embankments are as important in height, in assets, in length and as in protected population. There are main levees on the sides of the royal stream, a big part constructed since the aged means having been decided by the kings of France, these levees are steel today the property of the French State and are managed by local state authority.

The hazard studies of the Loire's class A levees have been put back the 2012 December the 31st to control's services. They are three types: the Orleans's levee, the levees of Tours and the big levee of Authion. Faith the three, these systems of embankments represent more than 170 kilometres of levee and protect some 230 000 people.

These studies permitted to put to dish the hydraulic, géotechnics, morphodynamics and geographical (situation of the stakes and populations) knowledge relative to the levees. In addition enable to know the most fragile sections of levees with their failure's property. Therefore they give an objective vision of the risks incurred by the populations concerned behind these levees.

They produce the analyses that are going to allow to implement a policy of reduction in the risk in place. This policy will be based on several mains actions regarding:

- the management (management of the work. management of the territory)
- the structural and functional works
- the knowledge (phenomena - works and foundations. historic)

The studies clear therefore on an ambitious program to course, middle and long term.

Introduction

Les études de dangers répondent à une obligation réglementaire [4] et ont pour objectif (via l'estimation du risque d'inondation par défaillance du système d'endiguement) d'être des outils opérationnels :

- pour déterminer les niveaux de sûreté et de protection de l'ouvrage,
- pour aider à définir et à préciser d'éventuelles évolutions de la surveillance des ouvrages et équipements qui composent la levée, notamment en période de crue,
- pour définir et hiérarchiser les travaux de renforcement et de réparation à programmer
- pour porter à la connaissance des responsables les Plans de Prévention du Risque Inondation.

C'est une étude complète qui fait appel à de nombreuses compétences et comprend :

L'analyse de la digue pour définir sa probabilité de rupture, la définition de scénarios d'inondation suite à rupture avec leur probabilité propre et le croisement de ces scénarios avec la vulnérabilité des enjeux pour définir un indicateur de mise en danger de personnes. Cet indicateur défini la gravité du scénario.

Il est tenu compte également du croisement de la probabilité avec la gravité des scénarios pour évaluer le risque et orienter une étude de réduction du risque qui définit les mesures à prendre en termes de gestion, de travaux ou de connaissance et recherche.

Les trois études de dangers des digues de classe A de la Loire ont été réalisées par la DREAL Centre, avec l'assistance d'Irstea (Unité de recherche Ouvrages Hydrauliques) et du laboratoire régional de Blois pour le compte des directions départementales des territoires du Loiret, d'Indre et Loire et de Maine et Loire. Il s'agit des levées d'Orléans, de Tours et de l'Authion.

Niveaux de protection de sûreté

Définitions

Le **niveau de sûreté** se définit comme le niveau d'eau dans le cours d'eau au-dessus duquel la probabilité de rupture de l'ouvrage n'est plus considérée comme négligeable.

Le **niveau de protection** est le niveau d'eau dans le cours d'eau au-dessus duquel la zone protégée commence à être inondée sans rupture préalable de la digue, par débordement au-dessus du sommet de la digue ou par un déversoir.

La notion de sûreté renvoie au risque de rupture, la notion de protection à la surverse. Dans un système d'endiguement parfaitement fiable, le niveau de sûreté est supérieur ou égal au niveau de protection. Cela revient à dire que la rupture avant surverse est improbable. Le risque de rupture n'apparaît que lorsque la lame d'eau débordante atteint une hauteur significative ou, dans le cas de digue équipée d'un déversoir, que ce dernier a atteint sa capacité maximale.

Dans le cas des digues de Loire, le risque de rupture avant surverse ou avant fonctionnement des déversoirs ne pouvant être considéré comme négligeable, le niveau de sûreté est généralement inférieur au niveau de protection. Pour ne pas entretenir l'illusion d'une protection efficace pour un tel niveau d'eau dans le fleuve, on parlera alors plutôt de niveau de **protection apparent**. Le niveau de protection REEL sera en fait dans ce cas assimilable au niveau de sûreté, inférieur à la crête de la digue.

Résultats des études de dangers de la levée d'Orléans

La levée d'Orléans longue de 43 500 mètres, protège une population de 63 000 habitants.

On considère que le débit de 5 400 m^3/s représentait l'objectif de protection du système d'endiguement de la levée d'Orléans dans sa configuration du XIX^{e} siècle, après la réalisation du programme Comoy et du déversoir de Jargeau.

Aujourd'hui le niveau lié à la crue de probabilité 1/200 est considéré comme le niveau de protection apparent du système d'endiguement de la levée d'Orléans. Il correspond à un débit de 6 100 m^3/s et une hauteur à l'échelle historique du pont George V de 5,77 mètres à Orléans.

L'augmentation du débit de protection apparent d'aujourd'hui par rapport à celui de la fin du XIX^{e} siècle est du à l'enfoncement du lit de la Loire.

Le niveau de sûreté de la levée d'Orléans est atteint pour une crue de 4 600 m3/s. Ce débit correspond à la crue modélisée de probabilité 1/70 et à une hauteur d'eau à l'échelle d'Orléans 4,60 m.

Résultats des études de dangers des levées de Tours

Le val de Tours est situé sur une presqu'île de 25 kilomètres de long entre la Loire au Nord et la Cher au Sud, sur une largeur de deux à trois kilomètres. L'endiguement qui protège 135 000 personnes, long au total de 60 160 mètres est composé de trois levées :

- La levée de Loire (28 800 mètres) et haute au maximum de 8,15 mètres.
- La levée du Cher (26 900 mètres) et haute au maximum de plus de 8,00 mètres.
- La levée du Canal (1 960 mètres) qui sépare le val à l'amont de la ville de Tours à l'aval immédiat de l'autoroute A10 à l'emplacement d'un ancien canal. Sa hauteur maximale dépasse les 7,00 mètres.

Le niveau lié à la crue probabilité 1/500 est considéré comme le niveau de protection apparent du système d'endiguement côté Loire. Il correspond à un débit à Tours de 6 600 m3/s et une hauteur à l'échelle du pont Mirabeau de 8,64 mètres

Le niveau lié à la crue débit 1 500 m3/s est considéré comme le niveau de protection apparent du système d'endiguement côté Cher. Il correspond à un débit à Tours de 1 500 m3/s et une hauteur à l'échelle du pont Saint Sauveur de 6,83 mètres. Ce niveau de protection peut être considéré comme équivalent à celui de la Loire soit d'une probabilité de 1/500. l'hydrologie du Cher est encore mal connue pour des crues aussi importantes.

Le niveau de sûreté de la levée de Loire du val de Tours est atteint pour une crue de 4 700 m3/s. Ce débit correspond à la crue modélisée de probabilité 1/70 et à une hauteur d'eau à l'échelle de Tours de 7,09 mètres au pont Mirabeau.

Le niveau actuel retenu comme niveau de sûreté étant de 7,30 mètres à l'échelle du pont Mirabeau, il est donc proposé d'abaisser le niveau de sûreté de la levée de Loire.

Le niveau de sûreté de la levée du Cher du val de Tours est atteint pour une crue de 1 000 m3/s. Ce débit correspond à la crue modélisée de probabilité 1/50 et correspond à une hauteur d'eau à l'échelle de Tours de 6,83 m au pont Saint Sauveur.

Résultats des études de dangers de la levée d'Authion

La grande levée de l'Authion longue de 80 kilomètres, protège une population de 63 000 habitants.

Le niveau lié à la crue de probabilité 1/100 est considéré comme le niveau de protection apparent du système d'endiguement de la levée de l'Authion. Il correspond à un débit de 6 620 m^3/s et une cote de 6,31 mètres à l'échelle de Saumur.

Le niveau de sûreté de la levée de l'Authion est atteint pour une crue de 5 800 m3/s et une cote de 5,64 mètres à l'échelle de Saumur. Ce débit correspond à la crue modélisée de probabilité 1/50.

Les scénarios modélisés

Méthodologie utilisée

Le diagnostic de chaque levée et le modèle d'aléas de rupture permettent de mettre en évidence les tronçons d'ouvrage les plus faibles du point de vue de leur probabilité de rupture. A partir de ces constats, des scénarios d'inondation du val sont choisis, modélisés et traduits en termes d'intensité d'aléa d'inondation (5 classes d'aléa) en fonction des grandeurs caractéristiques de l'inondation (hauteur d'eau, vitesse de l'eau). La vulnérabilité des différents types d'enjeux composant la zone protégée est parallèlement définie en termes de gravité des effets associés à chaque classe d'intensité d'aléa. En croisant la vulnérabilité des enjeux et l'intensité des aléas inondation (en utilisant des systèmes d'informations géographiques (SIG)) on obtient la gravité de chaque scénario d'inondation en termes de population inondée et de nombre de personnes potentiellement mises en dangers. Ces chiffres permettent de classer la gravité du scénario. Le croisement de la probabilité du scénario et de sa gravité permet d'évaluer le risque qu'il représente (sa criticité).

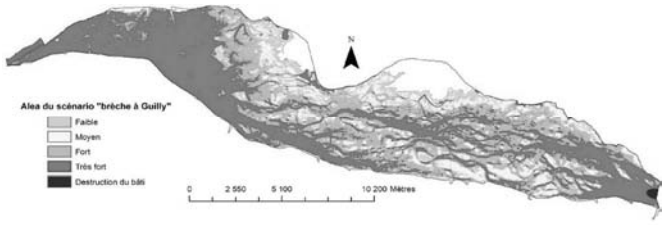


FIGURE 1 : - CARTE DE GRAVITÉ DU SCENARIO DE BRECHE À GUILLY MODÉLISÉ SUR LA LEVÉE D'ORLÉANS

Études de dangers de la levée d'Orléans

Pour la levée d'Orléans 8 scénarios ont été modélisés. Le plus pénalisant est une brèche à l'amont du val. Ce scénario a une probabilité d'intervenir de 0,0087 chaque année et inonderait 54 000 habitants et mettrait en dangers 11 000 personnes.

Ce scénario est moyennement probable et d'une gravité désastreuse, il constitue un risque intolérable.

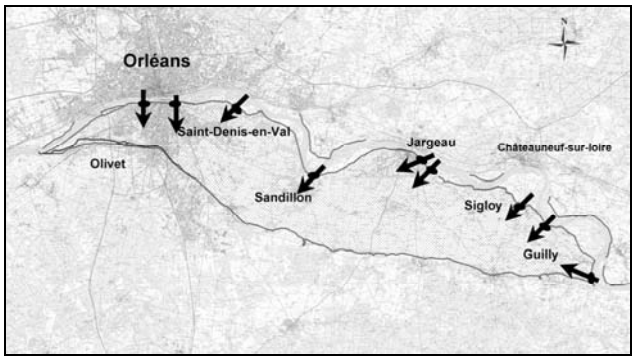


FIGURE 2 : - CARTE DES POSITIONS DES BRÈCHES DES SCENARIOS MODÉLISÉS SUR LA LEVÉE D'ORLÉANS

Études de dangers des levées de Tours

Pour les levées de Tours 8 scénarios ont été modélisés. Le plus pénalisant est une brèche à l'amont de la levée de la Loire.

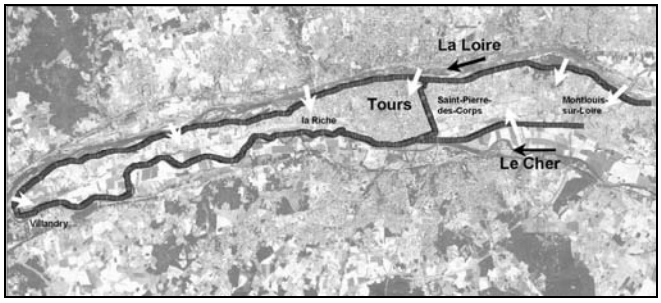


FIGURE 3 : - CARTE DES POSITIONS DES BRECHES DES SCENARIOS MODÉLISÉS SUR LES LEVÉES DE TOURS

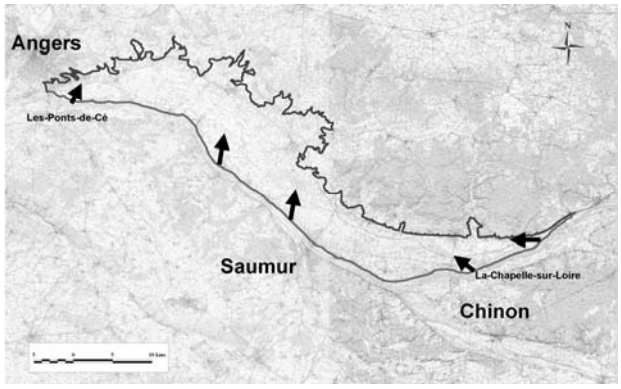


FIGURE 4 : - CARTE DES POSITIONS DES BRECHES DES SCENARIOS MODÉLISÉS SUR LA LEVÉE DE L'AUTHION

Ce scénario a une probabilité d'intervenir de 0,0116 chaque année et inonderait 120 000 habitants et mettrait en dangers 14 000 personnes.
Ce scénario est probable et d'une gravité désastreuse, il constitue un risque intolérable.

Études de dangers de la levée de l'Authion

Pour la levée de l'Authion 7 scénarios sur 5 sites ont été modélisés. Le plus pénalisant est une brèche à l'amont de la levée. Ce scénario a une probabilité d'intervenir de 0,009 chaque année et inonderait 40 000 habitants et mettrait en dangers 8 000 personnes.

Ce scénario est moyennement probable et d'une gravité catastrophique, il constitue un risque intolérable.

Réduction du risque

Par la gestion de l'ouvrage

Certaines levées sont gérées par plusieurs structures il est proposé d'unifier ou du moins d'avoir une coopération forte entre les gestionnaires.

Dans le cadre des **consignes écrites** la **surveillance en crue** doit faire l'objet d'un plan de surveillance de levée (PSL) à réorganiser autour de plusieurs principes :

- Intégration des enjeux, de la notion de niveau de sûreté et des probabilités de rupture issues des études de dangers ;
- Activation du PSL, différencié par val en fonction du niveau de sûreté et de la mise charge annoncée des digues, en maintenant les deux niveaux d'activation précédents ;
- Détermination d'un cadre commun de plan à l'échelle de la Loire moyenne ;
- Meilleure articulation du dispositif avec le système de prévision des crues et le dispositif de gestion de crise ;
- Définition précise des moyens humains nécessaires et mobilisables ainsi que de la procédure de mobilisation ;
- Élaboration d'un dispositif de formation adapté aux rôles des intervenants et dispensé auprès de tous les agents mobilisés ou mobilisables ;
- Établissement d'un plan d'équipement faisant notamment appel à la couverture radio-numérique ;
- Consolidation du dispositif de surveillance par la mise en œuvre ou la recherche de modes alternatifs automatisés et réduisant la nécessité de présence humaine.

L'**entretien** fait partie du socle des actions indispensables pour la réduction du risque inscrit dans le Plan Loire. Cette action comprend :

- Le traitement de la végétation herbacée et la suppression de toute végétation ligneuse ;
- la création et l'entretien des chemins de service ;
- la gestion des animaux fouisseurs (en préventif en dissuadant leur présence, et en curatif en réparant les dégâts en urgence dans l'attente d'une réparation lourde si nécessaire) ;
- l'entretien des vannes et des clapets.

L'**entretien du lit de la Loire** a lui aussi été inscrit dans le plan Loire, dès son origine, comme une action indispensable du socle de la stratégie pour la réduction du risque inondation. Depuis 1994, des opérations d'entretien et de restauration du lit de la Loire ont été menées régulièrement. On constate néanmoins que le lit vif s'est refermé et a rétréci durant cette même période en moyenne 11% de sa largeur avec un maximum de 50% au niveau de la levée de Tours.

- L'entretien du lit de la Loire doit donc être poursuivi et intensifié pour rattraper le retard pris.
- Des actions de restauration spécifiques au droit des sites identifiés dans cette étude doivent être conduites dans le cadre du plan de restauration du lit de la Loire.

La **gestion de l'usage des levées** doit mieux respecter les ouvrages. Les autorisations d'utilisation des levées doivent

faire l'objet d'un encadrement très strict. Notamment les canalisations ne seront autorisées que si le pétitionnaire prouve qu'il n'a pas d'autre solution et qu'il fait appelle à un maître d'œuvre agréé pour le projet, qui suivra la réalisation des travaux. Celui-ci s'engagera sur le non abaissement du niveau de sûreté de la levée par rapport au niveau de protection.

Les **actions en cas d'urgence** en crue doivent faire l'objet d'un plan d'action et de sa procédure d'activation en lien avec les procédures de gestion de crise.

Le **dossier d'ouvrage** a une très grande importance pour la pérennité des informations contenues. Il importe que soient versées à la suite toutes les informations concernant la levée dans la base de données **« SIRS Digues ».**

L'étude montre qu'il est nécessaire de réaliser des **exercices** pour évaluer régulièrement et améliorer les différents plans et procédures.

Par la gestion du territoire

Le niveau de sûreté doit servir de base à la mesure de **mise en sécurité** ou **d'évacuation des populations** potentiellement mises en danger.

Les études de dangers seront **portées à la connaissance** des collectivités et des services qui ont à mettre en œuvre un Plan Communal de Sauvegarde (PCS), un Plan de prévention des risques inondations ou des services de prévision des crues en vue de la révision du règlement d'information sur les crues (RIC).

Par des travaux structurels et fonctionnels

Les **principaux travaux structuraux** qui portent sur l'intégrité physique de la digue et visent à modifier le niveau de sûreté sont les suivant :

- Finir de renforcer le corps de la digue pour limiter le risque d'érosion interne et de glissement de talus
- Réaliser des drains filtrants en partie basse côté val
- Traiter les canalisations
- Supprimer la végétation ligneuse sur la levée
- Traiter les zones affectées par la végétation ancienne ou existante
- Traiter les zones attaquées par les animaux fouisseurs
- Identifier et traiter les zones karstiques
- Résorber les constructions encastrées dans la levée
- Terminer les renforcements des pieds de levée
- Construire des chemins de service

Une fois que levées les auront été renforcées et que le niveau de sûreté aura atteint le niveau de protection apparent il sera nécessaire de traiter les risques de surverse. Une étude de définition des mesures à mettre en œuvre pour traiter les surverses doit être menée en concertation avec les collectivités locales. Une fois les choix politiques acceptés les travaux devront être mené jusqu'à la sécurisation du système d'endiguement.

Par la connaissance des phénomènes

De nombreuses lacunes demeurent pour permettre de mieux apprécier les aléas de défaillance des digues ou leurs conséquences.

Les connaissances relatives à **l'hydrologie de la Loire et des ses affluents** reste encore à être améliorée, notamment en ce qui concerne les crues antérieures au XIX^{e} siècle.

La connaissance des **phénomènes d'embâcles et de débâcles** de glace doit aussi être améliorée.

Une surveillance de l'évolution de l'hydrologie de la Loire et des ses affluents doit être mise en place pour anticiper les conséquences du **changement climatique**.

La **formation des brèches** reste un phénomène mal connu, les calculs hydrauliques actuels ne permettent pas de retrouver les constats faits sur les brèches du XIX^{e} siècle. La recherche doit s'intéresser à ce phénomène [5] et permettre de mieux prédéterminer les dimensions et la dynamique d'une brèche dans une configuration hydraulique et géotechnique donnée.

Les **phénomènes d'érosion interne** sont déterminants pour la résistance des levées la recherche doit encore progresser pour permettre de mieux définir le risque, entre autre en ce qui concerne les phénomènes d'érosion de contact et de suffusion, l'érosion concentrée n'état que la phase finale de l'érosion interne avant effondrement et brèche.

Les **phénomènes karstiques** sous les levées font peser une menace encore très mal caractérisée ; là aussi la recherche doit pouvoir apporter des éléments pour analyser le risque et traiter les situations dangereuses.

Enfin, la **méthode d'analyse du risque** mérite d'être améliorée. Les actions à entreprendre sont les suivantes:

- Evaluer et éventuellement améliorer la méthodologie de l'AMDE des systèmes d'endiguement, développée au cours de la réalisation des présentes études de dangers.
- Evaluer et améliorer la prise en compte des barrières de sécurité et des défauts dans l'analyse de risque.
- Evaluer et améliorer les modèles de calcul de la probabilité de rupture de digue.

Par la connaissance des ouvrages

Il est nécessaire de poursuivre l'exploration des **archives historiques.**

La connaissance des ouvrages et de leurs fondations doit encore être améliorée. Les actions sont les suivantes :

- Evaluer et améliorer la connaissance géotechnique des levées.
- Rechercher systématiquement les canalisations incluses dans les levées.
- Disposer d'un levé topographique précis et dense du type « Flimap » pour connaître les évolutions et les tassements de la digue.
- Connaître les fondations et notamment les horizons calcaires karstiques.

Il est également nécessaire de poursuivre la caractérisation des digues et de leur fondation dans les secteurs mal connus, compte tenu d'hétérogénéités.

Conclusion

Les études de dangers des digues de classe A de la Loire ont permis de mettre en évidence la fragilité de ces ouvrages. Leur niveau de sûreté est alors apparu bien inférieur à celui de protection ce dernier n'étant donc qu'apparent.

Les enjeux humains mis en cause dans les scénarios modélisés sont d'une grande ampleur et l'aléa de rupture est d'une probabilité relativement forte. Les ruptures des levées de classe A de la Loire constituent un risque intolérable.

Les études de dangers proposent des mesures de réduction de ce risque par des mesures de gestion, de travaux structurels et fonctionnels et par la poursuite de recherches sur les levées de la Loire et sur les digues en général.

Les études de dangers ne constituent pas une fin en soi, mais bien une première étape pour permettre d'améliorer, sur des bases étayées, la gestion et la connaissance de ces ouvrages.

Les travaux à entreprendre sont évalués pour la levée d'Orléans à 25 M€ pour que le niveau de sûreté atteigne le niveau de protection et ensuite 35 M€ pour qu'il le dépasse. Pour les autres levées le chiffrage n'a pas été réalisé lors de l'écriture de cet article. Néanmoins pour les levées de Tours le chiffre de 200 M€ a déjà été avancé.

La mise en œuvre des ces mesures devra être étagée dans le temps certaines devront être réalisées à cours terme notamment celle concernant la gestion d'autres nécessite une concertation avec les pouvoirs locaux et ne pourront se faire qu'à long terme.

Remerciements

Nous tenons à transmettre tous nos remerciements à toutes les personnes qui ont permis la réalisation des études de dangers des digues de classe A de la Loire et à nos anciens prédécesseurs qui ont su nous faire parvenir la mémoire des événements du passé.

Références

[1] DREAL Centre (2012). *Etude de dangers de la levée d'Orléans*.
[2] DREAL Centre (2012). *Etude de dangers des levées de Tours.*.
[3] DREAL Centre (2012). *Etude de dangers de la levée de l'Authion*.
[4] Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 *sur le contrôle des ouvrages hydrauliques*
[5] Maurin J., Boulay A., Piney S., Gaullier M., Bérenger N., Barraud D., (2013). CFBR -*Études de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents - études des brèches historiques*.

Etude de dangers des digues de protection contre les crues torrentielles : présentation du cas de l'EDD des digues du torrent de La Salle, recommandations et perspectives

Risk study on torrent dikes: case of the "La Salle" torrent in French South Alps, recommendations and perspectives

P. Mériaux[1a], D. Richard[1b], H. Félix[1a], D. Laigle[1b], M. Bon[2a], G. Astier[2a], I. Boncompain[2b], Y. Quefféléan[2b]

[1a]Irstea - GR Ouvrages hydrauliques, Aix-en-Provence, patrice.meriaux@irstea.fr, huguette.felix@irstea.fr
[1b]Irstea - UR Erosion torrentielle, Neige et Avalanches, Grenoble, didier.richard@irstea.fr, dominique.laigle@irstea.fr
[2a]O.N.F. - Service Départemental RTM des Hautes-Alpes, Gap, michel.bon@onf.fr; gilles.astier@onf.fr
[2a]O.N.F. – Direction Technique Nationale RTM, Grenoble, ingrid.boncompain@onf.fr; yann.queffelean@onf.fr

Résumé

Par rapport aux digues fluviales, les systèmes d'endiguement de protection contre les crues torrentielles présentent des spécificités qui résultent pour l'essentiel de la nature des écoulements fortement chargés en matériaux solides que les ouvrages sont censés contenir dans le lit du torrent. Réaliser l'étude de dangers afférente à de tels systèmes soulève donc des difficultés méthodologiques ayant conduit le Ministère de l'Ecologie à confier en 2010 à Irstea et à l'O.N.F une étude de dangers à vocation « prototype » sur un cas réel de torrent en terrain domanial. La présente communication expose la méthodologie de travail et les principaux résultats de l'étude de dangers réalisée à ce titre en 2010-2011 sur les digues de classe C du torrent de la Salle, Hautes-Alpes (05). De structure composite et cumulant 900 m de longueur en plusieurs tronçons sur 750 m de cours d'eau, ces digues ont été édifiées suite à la crue dévastatrice de 1948. A l'amont, le torrent est corrigé par 17 barrages ou seuils de correction active. L'étude de dangers a principalement abouti à (i) la caractérisation et l'analyse de 9 tronçons fonctionnels de digue et de 9 biefs hydrauliques, (ii) une étude accidentologique locale et nationale relative aux ouvrages hydrauliques de protection RTM et (iii) l'élaboration d'une méthode couplant approches quantitatives simplifiées et dires d'expert pour identifier, par tronçon de digue, les scénarios de défaillance les plus probables et les hiérarchiser en terme de criticité. En conclusion, sont formulées des recommandations visant à exporter la méthodologie mise au point à d'autres systèmes d'endiguement torrentiel.

Abstract

According to river dikes, protection dikes against mountainous stream floods offer specificities mainly due to the following essential item: the nature of the solid materials carried by the flood and which must be contained in the torrent bed. The risk analysis relating to these specific protection systems raises difficulties which induce the French Ministry of Ecology to entrust in 2010 Irstea and the National Forest Office with a prototype risk study on a real case of a torrent. This article presents the methodology and the main results of the risk study realized in 2010-2011 on the class C dikes of the torrent "La Salle" (French South Alps). These heterogeneous structured dikes, which present 900 meters length in several sections on 750 meters of watercourse, have been built after the ravaging flood in 1948. At the upstream, the torrent bed is maintained with 17 active correction dams or thresholds. The risk study provided from first of all a characterization and an analysis of 9 dike sections and 9 torrent hydraulic reaches, then a local and national accidents survey on the behaviour of protection structures used for torrent control, and finally the design of a risk analysis method associating simplified quantitative approaches with expert inferences, to identify and prioritize, on each section, the most possible failure scenarios. And to end, recommendations to accommodate this method to other torrent protection systems are set up.

Introduction

Les systèmes d'endiguement de protection contre les crues torrentielles diffèrent de leurs homologues en site fluvial à plusieurs titres :

- les digues sont en général de structure composite (remblai de matériau grossier, protégé côté torrent par un mur ou une carapace en maçonnerie ou en enrochements) ;
- elles sont soumises à des sollicitations violentes résultant du fort transport solide qui caractérise les écoulements torrentiels (charriages ou laves

torrentielles), lui-même sous influence d'autres aléas de montagne (mouvements de terrain, avalanches, …) ;
- leur sécurité peut dépendre de celle d'ouvrages de correction torrentielle active construits dans les bassins versants s'étendant à leur amont ;
- leurs zones protégées présentent souvent une configuration topographique en toit (cône de déjection), avec des pentes élevées.

Réaliser l'étude de dangers afférente à de tels systèmes soulève donc des difficultés méthodologiques ayant conduit le Ministère de l'Ecologie à confier en 2010 à Irstea et à l'O.N.F une étude de dangers à vocation « prototype » sur un cas réel de digues bordant un torrent de montagne sis en terrain domanial : le torrent de La Salle, commune de La-Salle-Les-Alpes, Hautes-Alpes (05).

La présente communication, après avoir brièvement présenté le torrent et ses ouvrages de protection, résume cinq des principaux chapitres de l'étude de dangers :
- l'analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement ;
- l'étude accidentologique ;
- la caractérisation des aléas naturels, avec un focus sur l'aléa torrentiel ;
- l'identification et la caractérisation des risques ;
- les mesures de réduction des risques.

La méthodologie de travail adoptée est illustrée en prenant l'exemple de l'un des neufs tronçons de digue analysés. La communication se conclut par la formulation de recommandations visant à exporter la méthodologie mise au point sur le cas des digues du torrent de La Salle à d'autres systèmes d'endiguement torrentiel.

Analyse fonctionnelle

Historique et description du torrent et des ouvrages

Le torrent de La Salle, affluent rive gauche de la Guisane qu'il rejoint quelques kilomètres en amont de Briançon, draine un petit bassin versant montagnard de 6 km², culminant au sommet du Grand Aréa (2869 m).

Les digues ont commencé à être édifiées après la crue dévastatrice de 1948, en vue d'empêcher le débordement du torrent sur son cône de déjection. En partie amont du dispositif de protection, l'endiguement a été renforcé côté torrent à la fin des années 1970 (création de murs-épis en béton armé : Figure 1), puis complété en 1994-1995 en partie aval. Entre les cotes 1485 m et 1375 m, le système d'endiguement englobe aujourd'hui quelque 900 m de digues (digues en remblai ou à structure composite béton-remblai ou enrochement-remblai), réparties entre rives gauche et droite, le long d'environ 750 m de cours d'eau. En rive gauche, l'endiguement est quasi-continu alors qu'en rive droite il est interrompu par des tronçons de berge dépourvus de digue ou ne comportant que des « digues » de hauteur inférieure à 1 m (cordons de curage ou dépôts torrentiels naturels).

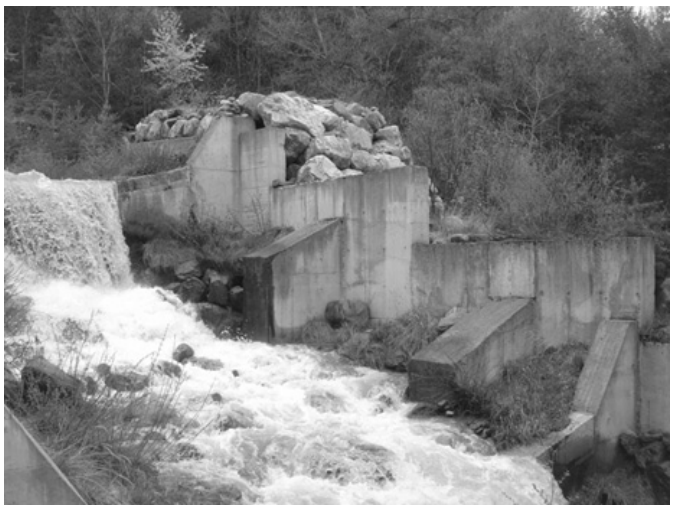


FIGURE 1. DIGUE COMPOSITE À PAREMENT EN BÉTON ARMÉ EN PARTIE AMONT DU DISPOSITIF (TRONÇON 2-RG).

Les enjeux protégés par ces digues sont essentiellement situés en rive gauche, sur le cône de déjection : une centaine de maisons dont une majorité sont des résidences secondaires construites après 1960 (Figure 2). En rive droite, une vingtaine de constructions est protégée, parmi lesquelles seule une demi-douzaine de bâtiments appartient au village ancien de La Salle ou à son école. La présence de ces enjeux justifie le classement en C des digues.

A l'amont, dans son chenal d'écoulement moyen, le torrent est corrigé par une succession de 17 barrages ou seuils de correction active et ses versants ont fait l'objet de travaux de reboisement, de reverdissement sur banquettes grillagées et de drainage, en vue de limiter l'érosion des sols et de les stabiliser.

On rencontre, dans les haut et moyen bassins, les aléas propres au milieu montagnard, avec notamment l'existence d'un vaste mouvement de terrain (glissement du Puy Chirouzan) sur le versant rive gauche. Heureusement peu actif, ce glissement n'en constitue pas moins une menace potentielle directe pour plusieurs barrages et seuils de correction et, par effet domino, pour le système d'endiguement lui-même.

Au 20^{ième} siècle, outre la lave torrentielle de 1948 qui a débordé en rive gauche pour envahir le hameau de La Chirouze, le torrent a connu une forte crue à charriages lors d'un orage d'été en 1988.



FIGURE 2. PLAN DE SITUATION DES DIGUES DU TORRENT DE LA SALLE. LOCALISATION DES TRONÇONS 1 ET 2-RG, A L'AMONT DU DISPOSITIF, ET DES ENJEUX EN RIVE GAUCHE SUR LE CÔNE DE DÉJECTION (D'APRES IGN-GEOPORTAIL, NORD EN HAUT).

TABLEAU 1. LES MILIEUX EXTÉRIEURS AU SYSTÈME D'ENDIGUEMENT.

Type	Milieux extérieurs
Environnement lié à l'eau et aux transports solides et/ou érosions associés	Bassins versants amont
	Lit du torrent entre ses digues et/ou ses berges, ainsi que les ouvrages de correction qui y ont été construits.
Milieux extérieurs protégés	Milieu extérieur protégé en rive droite.
	Milieu extérieur protégé en rive gauche.

Méthodologie d'analyse fonctionnelle [1]

Définition du système étudié

Le système endigué étudié englobe les digues proprement dites et leurs fondations. Le bassin versant torrentiel en amont de la cote 1480 m (sommet du cône de déjection), le lit torrentiel sur son cône corrigé par des seuils ou des protections de berge, les ponts ou passerelles qui le traversent, l'extrémité aval du cours du torrent avant sa confluence avec la rivière Guisane, la Guisane elle-même au niveau et en aval de cette confluence et, enfin, les zones inondables rive gauche et rive droite du cône forment l'environnement du système.

Analyse fonctionnelle externe

La description de l'environnement du système et de ses milieux extérieurs s'inscrit dans la phase de l'analyse fonctionnelle externe. Elle vise à examiner les milieux extérieurs en interaction avec le système d'endiguement (Tableau 1) et à définir les interactions entre les milieux extérieurs et le système.

Ces interactions peuvent être de différentes natures :

- les interactions hydrauliques entre le système et les milieux extérieurs :
- les interactions liées aux sollicitations mécaniques (ex : les chocs, l'usure, etc.) que l'environnement (ex : les écoulements torrentiels) va imposer au système.

Les milieux extérieurs interagissant directement avec les digues ont été identifiés, puis décrits, par une analyse spatiale des secteurs en contact avec le système d'endiguement.

Analyse fonctionnelle interne

L'analyse fonctionnelle interne vise à étudier le fonctionnement interne du système. Elle consiste en une analyse structurelle qui permet de lister tous les ouvrages constitutifs du système d'endiguement, de repérer leur position géographique au sein de l'aménagement et de déterminer leurs interactions avec les milieux extérieurs.

Pour ce faire, on procède au découpage du système en tronçons de digue homogènes placés dans des environnements également homogènes. Une telle analyse permet de déterminer les fonctions accomplies par chaque tronçon de digue, de manière à analyser ultérieurement leurs modes de défaillance.

TABLEAU 2. LES FONCTIONS TECHNIQUES DE RÉSISTANCE DES TRONÇONS

Fonctions techniques	Description des fonctions techniques
Résistance à l'incision ou à un affouillement	La fondation et le pied de parement côté torrent de la digue doivent résister aux effets de l'incision ou d'un affouillement localisé.
Résistance à l'érosion latérale	Le parement côté torrent de la digue doit résister aux effets de l'érosion latérale du torrent (eaux claire, charriage ou lave).
Résistance aux chocs localisés	Le parement côté torrent de la digue doit résister aux chocs causés par les blocs et/ou les troncs d'arbres transportés par les laves torrentielles.
Résistance à la surverse	La digue résiste à un débordement fortuit par delà sa crête.
Résistance à l'érosion interne	Le corps et la fondation de la digue doivent résister à l'érosion interne, en cas de crue uniquement liquide de période de retour de même ordre de grandeur que l'événement de projet de protection.

Le principe de l'analyse fonctionnelle qui régit le découpage du système en tronçons est le suivant :

- la fonction principale tout le long d'un même tronçon est identique, c'est-à-dire que chaque tronçon est destiné à protéger un même ensemble de zones du milieu extérieur ;
- les fonctions techniques pour chaque tronçon sont identiques, i.e. le profil de la digue est structurellement homogène sur un même tronçon. Elles traduisent la réaction de l'ouvrage étudié face aux interactions avec les milieux extérieurs, autrement dit sa résistance aux mécanismes de dégradation ou de rupture (cf. Tableau 2). Elles peuvent être assurées par l'ouvrage dans son ensemble (ex : corps de digue ou fondation auto-filtrant dans leur masse pour la résistance à l'érosion) ou par un de ses composants (ex : parement de protection côté torrent).

Le tableau 2 ci-avant résume les fonctions techniques de résistance que les tronçons de digues doivent accomplir.

Tableau de synthèse [1]
Au final, la démarche d'analyse décrite ci-dessus a conduit à distinguer et à caractériser 9 tronçons composant le système étudié (Tableau 3 et Figure 2) :

TABLEAU 3. TABLEAU DE SYNTHESE RESULTANT DE L'ANALYSE FONCTIONNELLE.

Nom du tronçon	Caractéristiques principales	Longueur du tronçon (m)	Rive
1-RG	Digue rehaussée enrochements	25 m	Gauche
2-RG	Mur-digue béton armé	21 m	Gauche
3-RG	Mur-digue béton armé en parement digue en caissons bois	100 m	Gauche
4-RG	Berge partiellement endiguée	131 m	Gauche
5-RG	Digue et chenal en-déblai remblai	186 m	Gauche
6-RG	Confortement de berge en enrochements maçonnés, digue large	159 m	Gauche
1-RD	Mur-digue béton armé	58 m	Droite
2-RD	Digue rehaussée et confortée côté torrent	64 m	Droite
3-RD	Digue rustique à talus côté torrent reprofilé	154 m	Droite
Total		**898 m**	

Dans la suite de cette communication, le tronçon 1-RG sera pris en exemple. Il est situé tout à l'amont du dispositif d'endiguement rive gauche, entre deux seuils (B13 et B14), et résulte d'un rehaussement en 1992 de la digue originelle (en béton et caissons bois) suite à la crue de 1988, au cours de laquelle le torrent avait failli déborder à cet endroit. Il s'agit d'une construction mixte en béton et enrochements (cf. Figure 4 ci-après), pour une hauteur maximale de 4,5 m côté zone protégée et de 2 m côté torrent.

Etude accidentologique

S'il existe des études en matière d'accidentologie ou des retours d'expériences sur les grands barrages, il n'en est pas de même pour les petits ouvrages hydrauliques. Or ce sont dans ces catégories d'ouvrages que l'accidentologie est supposée être la plus importante, sans pour autant qu'aucune statistique n'ait pu être établie.

L'étude de dangers (EDD) des digues du torrent de la Salle a donc été l'occasion d'analyser plus précisément le retour d'expériences français relatif aux défaillances des ouvrages hydrauliques de protection en montagne, que sont les barrages de correction torrentielle, les digues de protection contre les crues torrentielles et les plages de dépôts.

Pour ce faire, l'étude accidentologique s'est appuyée sur les informations disponibles de la Base de Données nationale de la Restauration des Terrains en Montagne (BD RTM) de l'Office National des Forêts (ONF). En effet, avec plus de 30 000 évènements recensés sur plus de 150 ans et 19 000 ouvrages enregistrés, cette base constitue en quelque sorte la mémoire des phénomènes passés et de leurs conséquences sur les territoires de montagne. Sont ainsi accessibles des descriptions sur les dégâts occasionnés, les perturbations engendrées aux ouvrages et aux voies de communication, la nature de l'évènement, les causes du phénomène ou bien encore les victimes.

L'analyse des données extraites de cette BD RTM s'est effectuée en considérant d'une part, le nombre d'ouvrages hydrauliques concernés suivant leur type, et d'autre part, les évènements remarquables d'un point de vue de l'accidentologie de ces ouvrages.

Ainsi, sur les 31 313 évènements que comptait la BD RTM en février 2011, 1 861 peuvent être identifiés comme étant des évènements ayant eu un impact sur les ouvrages hydrauliques et cela quel que soit le phénomène en cause. Une classification de ces évènements a également été réalisée où sont identifiés :

- les ouvrages détruits ou emportés ;
- les barrages ou seuils ayant subi une ruine en cascade supposée ;
- les ouvrages affouillés ;
- les ouvrages partiellement détruits ou endommagés ;
- les digues ayant été submergées ;

- les plages de dépôt fortement sollicitées ;
- et, les évènements particulièrement remarquables.

Même si l'exhaustivité des événements dommageables n'est pas garantie, cette approche, basée sur une interprétation des descriptions d'évènements, permet tout de même d'établir quelques statistiques.

En ce qui concerne les barrages et seuils de correction torrentielle, majoritairement construits dans la partie haute des bassins versants, l'attention s'est portée sur les cas de ruines en cascade, générant un sur-aléa et donc susceptibles de causer les plus gros dégâts à leur aval, et notamment aux des digues de protection s'il en existe. Cela est d'ailleurs illustré par l'évènement du 24 aout 1987 sur le torrent du Saint-Antoine en Savoie où, suite à la rupture de 25 barrages en maçonnerie, une lave d'une ampleur historique a endommagé la zone industrielle de Modane. D'après l'analyse des évènements, la probabilité annuelle de rupture en cascade pour un site torrentiel corrigé serait de 3.10^{-4}. Cette probabilité tombe toutefois à 10^{-4} sur les 30 dernières années. Dans le cas du torrent de la Salle, aucune accidentologie de ruine en cascade n'est à signaler sur les barrages ou seuils de correction torrentielle situés dans l'environnement du système d'endiguement. Seules des pathologies d'endommagement (fissuration, affouillement,…) liées à un contexte particulier comme une poussée de berges excessive ou à des crues torrentielles remarquables (ex : crue de 1948 ou de 1988) sont observables.

Pour ce qui est des digues, les statistiques issues de la BD RTM restent sujettes à questionnement. Si l'on s'en tient aux chiffres bruts, beaucoup d'évènements auraient impacté des ouvrages considérés comme des digues. Outre le fait qu'il existe parfois une erreur de terminologie (certaines protections de berge ayant été, à tort, désignées sous le vocable « digue »), il n'y a pas non plus de distinction entre digues de torrent, de rivière torrentielle ou bien même de rivière. Le recensement des digues sur la BD RTM est par ailleurs loin d'être exhaustif, puisque sa vocation première est le suivi et la gestion des ouvrages domaniaux dans les hauts bassins, où il existe très peu de digues. Il est donc impossible de donner une estimation fiable de la probabilité de rupture d'une digue de torrent à l'échelle de la France entière. Toutefois, dans le département des Hautes-Alpes, la probabilité de "destruction" (rupture partielle, brèche, … comme celles de la Figure 3) de digues torrentielles (torrents et rivières torrentielles confondus) a pu être estimée à l'aide du nombre total de tronçons de digues recensés dans la base de données "BarDigues". L'estimation est alors de $1{,}6.10^{-3}$ (établie sur 300 ans) et $1{,}8.10^{-3}$ (au cours du $20^{ème}$ siècle). Ces statistiques sommaires doivent tout de même être considérées avec prudence vu les incertitudes persistantes sur les données.

Concernant le torrent de la Salle, il n'a connu aucune défaillance de son système d'endiguement à ce jour.

Finalement, l'étude accidentologique relative à un grand parc d'ouvrages hydrauliques RTM, suivi depuis 150 ans, a permis de fournir pour la première fois des ordres de grandeur sur l'occurrence des défaillances. Les probabilités calculées pour les digues ne sont représentatives que sur le département des Hautes-Alpes (avec la réserve émise précédemment) ; celles pour les barrages soulignent une accidentologie très faible, que confirment les dires d'experts.



FIGURE 3. BRÈCHES DANS LA DIGUE RIVE DROITE DU FOURNEL À L'ARGENTIÈRE-LA-BESSÉE (05) EN 1928 (FOND M. HENRY).

Etude des aléas

Objectifs

Parmi les aléas naturels identifiés comme étant susceptibles d'interagir sur le système d'endiguement, l'aléa torrentiel tient une place prépondérante puisqu'il constitue la raison d'être de la fonction de protection des digues étudiées. Nous nous focaliserons donc, dans la présente section, sur le travail d'analyse mené sur l'aléa torrentiel, les autres aléas traités dans l'EDD n'étant que rappelés en fin de section.

L'étude de l'aléa torrentiel s'est attachée à évaluer la capacité nominale de transit du système d'endiguement du torrent sur son cône de déjection, précisant ainsi l'objectif de protection assigné au système d'endiguement. Cet objectif de protection a été caractérisé pour 9 biefs hydrauliques successifs, identifiés de façon experte comme homogènes et en prenant en compte l'ensemble des phénomènes torrentiels envisageables. Ces phénomènes sont : 1/ les crues liquides plus ou moins chargées (mais sans prise en compte dans un premier temps des changements morphologiques dans le lit, liés aux érosions et dépôts), 2/ les laves torrentielles, 3/ les phénomènes d'engravement et d'érosion et 4/ les phénomènes de transport de corps flottants. Il s'agit donc de définir les caractéristiques hydrauliques et autant que faire se peut d'évaluer la probabilité d'occurrence de phénomènes dont l'intensité se situerait en limite de la capacité actuelle du chenal, c'est-à-dire en limite de débordement hors du chenal endigué.

Méthodologie employée

Les profils en long et en travers disponibles ou levés dans le cadre de l'EDD ont permis d'évaluer pour les 9 biefs les caractéristiques géométriques que sont la pente locale, la section en travers d'écoulement, le périmètre mouillé, le rayon hydraulique et la largeur au fond ou la largeur moyenne et ceci pour un écoulement à pleins bords, i.e. en limite de débordement.

Pour les écoulements liquides faiblement chargés, nous avons calculé la vitesse moyenne d'écoulement par bief en utilisant la formule de frottement de Rickenmann [4], voir Eq. (1), donnant la vitesse moyenne U (m/s) d'un écoulement liquide chargé, connaissant la pente I (m/m), l'épaisseur du mélange (en pratique : le rayon hydraulique R_H en m) et la granulométrie (en pratique le d_{90} en m) :

$$U = 1{,}5\, R_H \sqrt{\frac{g}{d_{90}}}\, I^{0{,}21} \qquad (1)$$

Nous avons également utilisé la formule du régime critique, voir Eq. (2), donnant la vitesse moyenne d'écoulement U connaissant l'épaisseur h de celui-ci et en faisant l'hypothèse que l'écoulement est en régime critique (hypothèse assez souvent vérifiée pour un écoulement torrentiel chargé) :

$$U = \sqrt{gh} \qquad (2)$$

De façon sécuritaire, nous avons systématiquement retenu la valeur la plus faible de vitesse calculée par ces deux formules. La vitesse ainsi calculée est multipliée par la section en travers pour en déduire le débit de plein bord. Les débits ainsi calculés par biefs sont ensuite comparés aux débits résultant de l'étude hydrologique afin d'évaluer la probabilité d'occurrence d'un phénomène dépassant la capacité hydraulique actuelle du chenal.

Pour les laves torrentielles, nous avons procédé de façon similaire en utilisant la formule de Coussot [2], voir Eq. (3), donnant la vitesse moyenne U d'une lave torrentielle en régime permanent, connaissant la pente I (m/m), l'épaisseur de l'écoulement h (m), le rayon hydraulique R_H (m), la masse volumique ρ (kg.m^{-3}) et les paramètres rhéologiques τ_c (Pa) et K (Pa.s$^{1/3}$), alors que A est un coefficient géométrique de correction :

L'analyse est fondée sur une utilisation « experte » pour laquelle nous avons pris en compte une variabilité possible sur la nature du matériau en écoulement. En pratique, nous avons considéré les deux cas des « laves torrentielles fluides » (coulée de boue sans front granulaire), traduite arbitrairement par le jeu de paramètres rhéologiques suivants : τ_c/ρ = 1,0 m^2.s^{-2} et K/τ_c = 0,3 s$^{1/3}$ et des « laves torrentielles visqueuses » (lave torrentielle avec front granulaire) traduite par le jeu de paramètres : τ_c/ρ = 1,5 m^2.s^{-2} et K/τ_c = 0,3 s$^{1/3}$.

$$U = \left(\frac{\tau_c}{K}\right)^3 h \left[\frac{1}{A}\left(\frac{\rho g\, R_H \sin(I)}{\tau_c} - 1\right)\right]^{10/3} \qquad (3)$$

On notera qu'une étude d'hydraulique des laves torrentielles ne peut généralement être conduite sans évaluation préalable des apports potentiels en matériau solide. Une telle étude n'ayant pas été menée, il est bien difficile de se prononcer sur la fréquence d'occurrence de ces phénomènes de laves torrentielles et donc sur le niveau de risque qu'elles représentent.

Concernant les changements morphologiques dus au charriage de matériaux, deux phénomènes sont envisagés : (i) les incisions et (ii) les engravements du lit. Les incisions, si elles sont suffisamment intenses, peuvent mener à une déstabilisation des berges et/ou des digues par sapement de leur pied. Les engravements contribuent à relever le niveau du fond, diminuent de ce fait la section hydraulique disponible et peuvent entraîner des risques de débordement.

L'incision est a priori limitée sur le torrent de la Salle où de nombreux barrages et seuils de fixation du lit sont présents. Elle est évaluée par comparaison entre les débits liquides hydrologiques et un débit-seuil de début de transport calculé par la formule de Bathurst [5], voir Eq. (4) :

$$q_c = 0{,}15\sqrt{g}\, d_{50}^{3/2}\, I^{-1{,}12} \qquad (4)$$

Un phénomène d'engravement nécessite a priori une diminution de la capacité de transport en matériau solide et donc généralement une réduction de la pente en long du torrent. Nous considérons également que le dépôt se produit selon une pente de raccordement entre une pente amont plus forte et une pente aval plus faible.

Or, on constate sur le torrent de la Salle-les-Alpes que, en amont de la partie endiguée (donc en amont du barrage B13 situé à la cote 1485 m), les pentes d'atterrissement entre les seuils de correction active sont comprises entre 10% et 15,5% et ceci sur plusieurs centaines de mètres. Hypothèse est donc faite que cette zone corrigée régule le transport solide et qu'en aval un dépôt significatif ne pourra avoir lieu qu'au niveau d'une zone où la pente devient inférieure à la valeur moyenne de la pente de la zone de régulation amont (en pratique 12 %). Une telle situation ne se rencontre qu'en partie aval du cours d'eau endigué, soit dans le bief n°7 situé au droit du tronçon de digue 5-RG. Pour ce bief, une analyse approfondie du risque d'engravement a donc été conduite, en

utilisant la formule simplifiée de Meunier [3] qui relie le débit solide transporté par l'écoulement au débit liquide dès lors que ce dernier est supérieur au seuil de début de transport, voir Eq. (5) :

$$Q_s/Q_l = 8{,}2\ I^2 \qquad (5)$$

où Q_s est le débit solide, Q_l le débit liquide et I est la pente (m/m).

Par calcul inverse, il a ainsi été possible de remonter de l'évaluation du volume de dépôts occasionnant un engravement potentiellement dangereux du bief à celle du volume de la crue liquide, et donc à l'intensité de la crue initiatrice.

Les limites de l'approche adoptée résultent de l'absence d'une étude détaillée des apports potentiels de transports solides en provenance du bassin versant amont.

En termes de phénomènes aggravants, le principal phénomène considéré dans l'EDD a été le transport de corps flottants et le risque d'obstruction qui en résulte notamment au niveau des ponts. Ne disposant d'aucune méthode précise d'évaluation de l'effet de ces corps flottants, le risque résultant a été évalué « à dire d'expert ».

Application de la méthode au bief n°1 bordé par le tronçon de digue rive gauche n°1-RG

Ce bief est intéressant à plus d'un titre : c'est probablement à son niveau que la lave torrentielle de 1948 a débordé en rive gauche pour envahir le hameau de La Chirouze ; lors de la crue de 1988, la digue construite depuis en rive gauche a failli être submergée, ce qui a justifié son rehaussement ultérieur par un cordon d'enrochements (Figure 4).

Position géographique (cf. aussi Figure 2)

Le bief n°1 est délimité par deux barrages transversaux (B13 à l'amont et B14 à l'aval). Il est bordé en rive gauche par le tronçon de digue 1-RG (Figure 4), dont la structure composite est décrite plus haut, et ne présente pas d'endiguement en rive droite.

Description du bief

La longueur de ce tronçon est de 25 m. La section en travers considérée comme hydrauliquement limitante (susceptible de générer un débordement ponctuel) est celle du barrage aval B14.

TABLEAU 4. CARACTERISTIQUES DE PENTE DU BIEF

Pente moyenne du lit avant correction	Pente moyenne du lit du torrent après correction, à la date du levé
23%	17%



FIGURE 4. TRONÇON DE DIGUE RÉHAUSSÉE 1-RG. PAREMENT COMPOSITE COTE TORRENT (BÉTON ET ENROCHEMENTS).

Les principaux paramètres hydrauliques ont été évalués approximativement aux valeurs suivantes :

- Section minimale mouillée à débit de plein bord : 15 m^2 (au barrage B14)
- Rayon hydraulique : 1,4 m
- Epaisseur d'écoulement : 2,15 m
- Pente minimale, hydrauliquement significative, sur le bief : 7,6 %
- Largeur au fond : 7 m
- Granulométrie approximative sur ce bief : d_{90}=20 cm, d_{50}=7,5 cm

Ecoulements liquides

Hypothèse d'un écoulement en régime permanent uniforme :
Vitesse U = 8,6 m/s
Débit Q = 129 m^3/s

Hypothèse d'un écoulement en régime critique :
Vitesse U = 4,6 m/s
Débit Q = 69 m^3/s

Quelle que soit l'hypothèse retenue, la capacité de transit de ce bief pour un écoulement liquide faiblement chargé dépasse le débit de pointe millénal de 52 m^3/s évalué dans l'étude hydrologique.

Laves torrentielles

Le bief n° 1 présente actuellement un tronçon d'une quinzaine de mètres à une pente de 7,6% défavorable au transit des laves torrentielles. Celles-ci auraient tendance à déborder en rive droite, non protégée par un endiguement avec probablement un retour partiel de l'écoulement vers le lit mineur à l'aval du barrage aval B14. Du fait de la grande hauteur côté torrent de l'endiguement rive gauche (tronçon 1-RG), le débordement de laves torrentielles fluides n'est a priori pas à craindre. En revanche pour une lave torrentielle

visqueuse, un débordement au-dessus de ce tronçon de digue ne peut être pas être exclu et serait particulièrement dangereux car irréversible (pas de retour possible dans le lit mineur du torrent).

En définitive, le niveau de protection offert par l'endiguement rive gauche vis-à-vis des laves torrentielles visqueuses s'avère a priori limité sachant que, compte tenu de la faible pente locale du lit, un dépôt massif de matériau en amont du barrage B14 est possible.

Changements morphologiques
Débit liquide à la limite du début de transport Qlim=0,5 m^3/s.

Compte tenu d'une pente actuelle moyenne du bief supérieure à celle de la zone de régulation et de la présence de seuils transversaux stabilisant le lit, les phénomènes de changements morphologiques n'ont pas été jugés significatifs, tant en ce qui concerne la capacité de transit du bief, qu'en ce qui concerne le sapement du pied de la digue rive gauche.

Synthèse pour la caractérisation de l'aléa torrentiel

Concernant les crues liquides dont la charge solide ne dépasse pas 10 à 20% en volume, la capacité d'écoulement du chenal actuel endigué est a priori confortable (sous l'hypothèse de l'absence de phénomènes d'engravement) puisque susceptible de transiter presque partout le débit de pointe millénal résultant de l'étude hydrologique.

Concernant les laves torrentielles fluides, leur transit est a priori possible sans débordement majeur sur une grande partie du linéaire de torrent endigué. En revanche, de nombreux points ont été identifiés qui ne permettraient pas le transit sans débordement des laves visqueuses ou pourvues d'un front granulaire. Les points de franchissement tels que les passerelles et les ponts sont, sur ce point, susceptibles d'avoir une action très négative.

Concernant le transport solide par charriage et les changements morphologiques associés, seuls quelques points ont été identifiés comme potentiellement critiques vis-à-vis des phénomènes d'incision et d'engravement. Notamment pour le bief n°7, un calcul simple a montré qu'en ordre de grandeur, une crue rare mais pas exceptionnelle pourrait provoquer un engravement susceptible de provoquer un débordement liquide, toutefois au niveau d'une berge non endiguée.

La présente synthèse met en lumière certaines limites de l'approche simplifiée qui a été menée ici. En particulier, la méconnaissance des apports sédimentaires pouvant transiter depuis le haut bassin jusqu'à l'amont immédiat du système d'endiguement est préjudiciable à la qualité et à l'étendue des résultats présentés pour ce qui concerne les laves torrentielles et les phénomènes d'engravement.

Autres aléas traités dans l'EDD

Pour mémoire, les autres aléas qui ont été traités dans l'EDD sont les suivants :

- l'aléa hydrologique (étude simplifiée de prédétermination des crues "liquides") ;
- les mouvements de terrain ;
- les avalanches ;
- les glaciers rocheux ;
- les séismes ;
- la défaillance des ouvrages amont de correction torrentielle active.

Mis à part l'aléa hydrologique et les séismes (non nécessairement inféodés aux zones de montagne), il s'agit d'aléas gravitaires « prenant naissance » dans les milieux extérieurs amont (le bassin de réception et/ou le chenal d'écoulement) et susceptibles d'impacter - surtout indirectement - le système d'endiguement installé sur le cône de déjection, en fournissant des sources supplémentaires de matériaux au torrent (aggravation de l'aléa torrentiel).

Identification et caractérisation des risques

Démarche générale

La démarche d'analyse de risques appliquée aux ouvrages hydrauliques comprend classiquement les quatre étapes suivantes issues de la sûreté de fonctionnement :

- l'analyse fonctionnelle de l'ouvrage ;
- l'analyse de ses modes de défaillance ;
- la modélisation de la sûreté de fonctionnement du système et des scénarios de défaillance ;
- l'analyse quantitative des scénarios de défaillance : évaluation en termes de probabilité d'occurrence et description qualitative des conséquences.

L'application de cette démarche intégrale aux digues de correction torrentielle se heurte à un certain nombre de difficultés ardues dès lors que l'on commence à construire les scénarios. Il nous a donc fallu adapter la méthodologie d'analyse de risques au contexte particulier des digues torrentielles.

Scénarios retenus

La déclinaison exhaustive de toutes les possibles combinaisons spatiales et temporelles des multiples processus élémentaires possibles nous a paru irréaliste. Il a donc semblé plus accessible de se ramener à la prise en compte de scénarios au niveau de chaque bief, sans se préoccuper des possibles et innombrables combinaisons de ces scénarios « locaux » qui constituent les évènements initiateurs possibles. Ils reprennent la typologie simplifiée des modes d'écoulement que l'on peut observer en torrents de montagne : écoulements en eau « claire », écoulements avec transport solide par charriage, et laves torrentielles.

Nous sommes ici confrontés à ce qui représente sans doute une des difficultés majeures d'application des études de dangers aux digues torrentielles, à savoir l'obligation de tenir compte de multiples scénarios initiateurs ou aggravants dans le bassin amont, parmi lesquels des scénarios de défaillance possible d'un dispositif de correction autre que le système d'endiguement objet de l'étude. On peut toutefois considérer que la ruine d'un dispositif de correction torrentielle active régulièrement surveillé et entretenu n'intervient que lors d'un phénomène torrentiel majeur qui déborderait largement l'endiguement aval sans engendrer un sur-aléa réellement significatif compte tenu de l'importance des volumes torrentiels naturellement mis en jeu.

Pour chaque scénario ont été analysées les conséquences imaginables résultant de possibles défaillances fonctionnelles et structurelles. Les probabilités respectives d'occurrence du scénario et des désordres ont ensuite été évaluées qualitativement. Toutes les combinaisons Scénario / Défaillances n'ont pas été examinées individuellement, soit parce qu'on peut en considérer certaines comme suffisamment improbables pour être négligées, soit par manque d'éléments de connaissance suffisants pour les caractériser de façon différenciée par type de scénario.

Méthodologie d'adaptation au contexte particulier des digues torrentielles

L'objectif général de cette analyse est d'évaluer la « criticité » des situations pouvant entraîner des défaillances de composants du système d'endiguement, graves quant à leurs conséquences en termes de dommages aux personnes et aux biens. Dans notre contexte, l'évènement « redouté » peut être résumé comme une sortie de tout ou partie de l'écoulement du torrent du chenal corrigé par endiguement et/ou seuils. Il peut résulter de diverses causes :

- le débordement au-dessus de la crête de digue (ou d'une berge non endiguée), sans endommagement de la digue,
- ou le débordement au travers de brèches ouvertes dans le corps de digue, sous l'effet de différents processus causaux s'ils arrivent à leur terme :
  - incision ou affouillement du pied de digue, provoquant son effondrement ;
  - érosion latérale du parement de la digue côté torrent, puis de l'ensemble de son corps ;
  - chocs dus à l'impact de blocs ou d'arbres transportés par les écoulements ;
  - érosion interne du corps de digue ;
  - érosion sous l'effet d'une surverse par-dessus la crête de digue.

La probabilité d'apparition de ces processus a été estimée qualitativement (négligeable, faible, modérée, forte) pour chaque bief hydraulique et chaque scénario élémentaire retenu, sur la base de l'analyse des aléas torrentiels. La capacité pour ces processus de se développer au point de produire un débordement hors du chenal endigué est déterminée par tronçon de digues à partir de l'évaluation également qualitative (excellent, fort, moyen, faible) des niveaux de résistance résultant de l'analyse fonctionnelle. Le croisement des deux donne une évaluation de la probabilité d'occurrence de la sortie de l'écoulement hors du torrent endigué.

Enfin, la combinaison de cette probabilité d'occurrence du phénomène redouté, de son intensité, et du niveau de gravité de ses conséquences, fournit une évaluation et une hiérarchisation du niveau de risque de chacune de ces situations.

Application de la méthode sur le tronçon de digue 1-RG

Nous reprenons ici le cas du tronçon de digue 1-RG qui nous a servi d'exemple d'application tout au long du présent article. On rappelle que ce tronçon borde la rive gauche du bief 1 du torrent, non endigué en rive droite.

Le tableau 5 récapitule les résultats de l'analyse des risques de défaillance de ce tronçon de digue pour les quatre principaux processus causaux identifiés :

TABLEAU 5. SYNTHESE DU RISQUE DE DEFAILLANCE DU TRONÇON 1-RG, BIEF N°1

Processus causal	Niveau de contraintes (imposé par le bief)	Niveau de résistance du tronçon de digue	Risque de défaillance du tronçon de digue
Incision	Faible	Moyen	FAIBLE
Erosion latérale	Moyen	Excellent	FAIBLE
Choc résultant d'une lave	**Fort**	Excellent	FAIBLE
Surverse de lave torrentielle	**Fort**	Moyen	**FORT**

Points de débordements préférentiels

Les analyses présentées ci-dessus ont porté spécifiquement sur les neuf tronçons de digue identifiés par l'analyse structurelle et définis au sens de la réglementation. Or il se trouve que selon cette définition, l'endiguement du torrent de La Salle est discontinu, les tronçons de digues au sens strict pouvant être séparés par des tronçons de berges non endiguées. Pour autant, ces tronçons de berges non endigués

peuvent représenter des points de faiblesse vis-à-vis de l'objectif de protection globale attendu du système d'endiguement. L'analyse spécifique aux tronçons de digues stricto-sensu a donc été complétée par l'identification de points de débordements préférentiels éventuels au droit des tronçons de berges non endiguées.

Synthèse de l'évaluation des différents scénarios

En synthèse, il est clair que le scénario le plus préoccupant est celui d'une surverse à la suite d'un engravement d'un tronçon de chenal endigué à l'occasion d'une crue avec transport par charriage, ou par débordement d'une bouffée de lave torrentielle visqueuse.

Les autres processus (incision, érosion latérale, et à un degré moindre chocs) ont une probabilité beaucoup plus faible de produire une destruction des digues lors d'une unique crue, même s'ils peuvent entraîner des endommagements critiques pour une crue suivante.

Gravité des conséquences

La gravité des scénarios a été évaluée à partir d'une délimitation approximative de l'extension des écoulements en cas de défaillance d'un tronçon de digue. Les zones exposées ainsi délimitées sont des zones maximales d'extension (cf. Figure 5), qui ne seront jamais totalement concernées par les débordements d'une unique crue, compte-tenu de leurs divagations plus ou moins aléatoires, mais dont chaque point est susceptible d'être atteint à l'occasion d'une crue ou une autre. Notre évaluation de la gravité est donc très sécuritaire, mais il est difficile de l'être moins.

Dans le cas précis, la fourchette de bâtiments concernés (10 à 100) correspondrait à une seule et même classe de gravité si on se réfère aux classes suggérées pour les digues fluviales. De façon générale, on peut penser que le critère « gravité » sera rarement opérationnel pour nuancer la criticité des scénarios dans le cas des systèmes torrentiels, sauf à avoir des bâtiments nombreux et très inégalement répartis sur le cône de déjection du torrent (ce qui pourrait alors justifier d'explorer une approche incrémentale des conséquences).

Mesures de réduction des risques

Les mesures visant à réduire les sources de danger identifiées dans les étapes précédents de l'EDD sont définies tronçon par tronçon, de l'amont vers l'aval, pour les scénarios de défaillance dont la probabilité d'occurrence est considérée de moyenne à forte. Il s'agit essentiellement de mesures structurelles et/ou de consignes particulières de surveillance ou d'entretien. Dans la mesure du possible, des niveaux de priorité ont été indiqués, mais ne sont pas repris ici en détail par souci de concision.

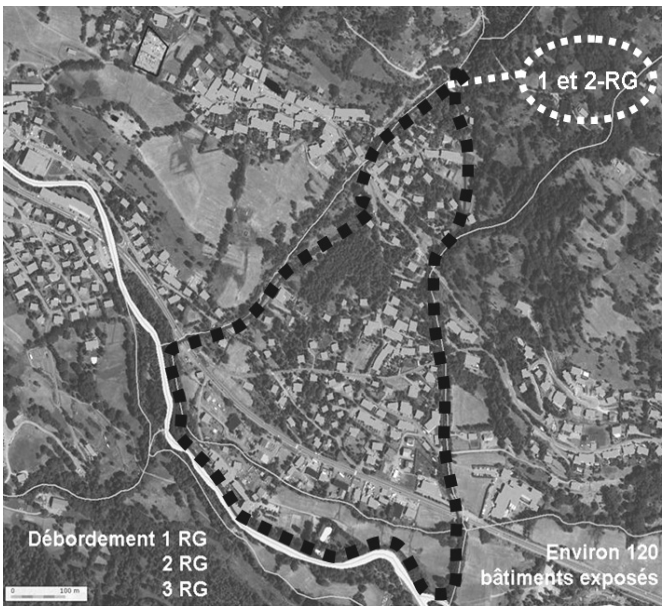


FIGURE 5. DELIMITATION DE LA ZONE EXPOSÉE EN RIVE GAUCHE SUR LE CONE DE DÉJECTION EN CAS DE DÉFAILLANCE DU TRONÇON DE DIGUE 1-RG OU 2-RG (D'APRES IGN-GEOPORTAIL, NORD EN HAUT).

Les mesures organisationnelles qui peuvent être rapidement mises en place concernent le renforcement et la coordination des opérations de surveillance et d'entretien des ouvrages. Elles concernent tant le système d'endiguement que les divers composants artificiels existant sur le bassin de réception et le chenal d'écoulement amont (poursuite du suivi régulier et post-crue, et des opérations d'entretien des ouvrages domaniaux de correction active). Une surveillance régulière, et après chaque événement notable, des aléas naturels qui affectent les milieux extérieurs amont (glissement de terrain de Puy Chirouzan, couloirs d'avalanches, glaciers rocheux) et qui peuvent impacter le système d'endiguement doit par ailleurs être instaurée.
Couplé à ces mesures de surveillance, il est demandé de mettre en place un dispositif d'intervention rapide, afin de procéder en urgence à des opérations de curage en cas d'engravement intempestif dans le lit qui réduirait la section d'écoulement et favoriserait ainsi une surverse, voire d'être en capacité de poser des enrochements pour conforter les berges en cas d'incision et/ou d'érosion latérale. Même si l'instauration d'une telle capacité d'intervention rapide ne peut, à elle seule, garantir l'absence de défaillance du système d'endiguement, étant donné l'intensité et la rapidité des phénomènes torrentiels, elle peut se révéler efficace pour de nombreux événements d'intensité faible à moyenne.

Des mesures structurelles sont aussi proposées ponctuellement sur les digues, mais également sur certains ouvrages attenants (ponts, seuils de stabilisation du lit, …) en vue d'améliorer la sécurité de tel ou tel tronçon. La priorité est donnée aux travaux qui concernent les tronçons amont du

système, puisqu'un débordement à l'apex du cône est susceptible d'impacter un plus grand nombre de bâtiments. Il est ainsi prévu un abaissement et un lissage du profil en long en partie haute du cône (bief 1 et tronçon de digue 1-RG) pour réduire le risque de surverse et de débordement à ce niveau par une lave torrentielle ou une crue de charriage engravante. Certaines actions qui présentent un coût relativement élevé, telle que la reconstruction d'un nouveau pont sont plus difficilement acceptables financièrement par la collectivité, même si l'utilité de telle mesure est incontestable.

Enfin, on préconise des mesures sur les milieux protégés aval comprenant notamment un diagnostic de la vulnérabilité du bâti existant (construit avant l'instauration de mesures d'adaptation des constructions par le premier plan d'exposition aux risques naturels en 1993) et d'importantes mesures de sensibilisation et d'information des populations vivant sur le cône de déjection du torrent, dont le Plan Communal de Sauvegarde de La-Salle-les-Alpes doit se faire l'écho.

Une démarche d'acquisition par la Commune des terrains d'emprise des digues placées sous sa responsabilité est fortement recommandée.

Compte tenu du contexte particulier de la présente étude de dangers « prototype », les mesures de réduction des risques décrites dans le rapport n'ont encore que le statut de « propositions » puisqu'elles doivent être discutées et validées par les deux responsables d'ouvrage concernés que sont l'ONF-RTM et la Commune de La-Salle-les-Alpes. La concertation avec la commune a été engagée à l'automne 2012 afin que cette dernière détermine, parmi toutes les mesures structurelles proposées, celles qu'elle est en capacité de programmer et de réaliser à court ou moyen terme (dans une échéance de 10 ans).

Conclusion – Recommandations

D'une façon générale, l'EDD-prototype des digues du torrent de La Salle a permis de démontrer l'applicabilité de la méthodologie d'analyse de risques - maintenant éprouvée pour les barrages et les digues de plaine - au cas des endiguements des torrents de montagne. Toutefois, des hypothèses simplificatrices ont dû être adoptées et, à plusieurs reprises, des raisonnements « à dire d'expert » ont été employés. Ceci s'est avéré d'autant plus nécessaire que la structure complexe et variable des digues a conduit à identifier des tronçons fonctionnels très courts pour le système d'endiguement (de l'ordre de 100 m en moyenne, pour moins de 800 m de cours d'eau).

L'analyse des risques sur les portions non endiguées ne doit pas être occultée, car les débordements qui sont susceptibles de s'y produire peuvent contourner les tronçons endigués, et ce, notamment aux abords des ouvrages de franchissement qui constituent des points de débordement préférentiels.

Une étude de bassin torrentiel – hélas non disponible dans le cas du torrent de La Salle – est un pré-requis souhaitable pour consolider les approches quantitatives - quand bien même simplifiées - mises en œuvre pour caractériser l'aléa torrentiel dans les secteurs endigués aval. Elle nous semblerait même incontournable pour les quelques cas de digue de protection torrentielle relevant de la classe A ou B.

L'absence d'un « diagnostic initial de digue » dans le cas du torrent de La Salle a sans doute alourdi le travail, notamment l'analyse fonctionnelle de l'ouvrage et de son environnement.

Pour ce qui est de l'analyse des scénarios de défaillance, les développements proposés dans le cadre de cette première application prototype restent partiels. Le croisement des scénarios initiateurs avec l'état structurel des digues et des ouvrages de franchissement a permis de caractériser de manière qualitative le niveau de sensibilité de chacun des tronçons de digue et biefs. La définition formelle et partagée de ces indicateurs constitue un enjeu majeur pour imaginer une application homogène, transposable de la méthodologie d'un site à un autre. En effet, les situations rencontrées dans cette étude-prototype ne couvrent pas l'ensemble des configurations réelles (ex : torrents à laves torrentielles dominantes). Une extension méthodologique sera donc nécessaire pour couvrir la diversité des cas de défaillances fonctionnelles et aussi structurelles (en s'intéressant par exemple à des classes de matériaux de revêtement des berges, de corps de digue, de forme globale...).

Enfin, concernant les mesures de réduction des risques et vu le montant important de certaines mesures structurelles, il pourrait être opportun de prévoir une rédaction en deux temps, constituant deux sous-parties : la première permettrait au bureau d'études de présenter un panel « exhaustif » des mesures de réduction de risques envisageables, la seconde serait consacrée aux mesures finalement retenues et programmées à court ou moyen terme (10 ans maximum, calqué sur l'échéance de la prochaine actualisation de l'EDD) par le propriétaire de l'ouvrage. Cette décomposition permet au(x) bureau(x) d'études de proposer toutes les actions qu'ils jugent utiles sans contrainte, de ne pas imposer de mesures au(x) maître(s) d'ouvrage qui reste(nt) seul(s) décideur(s) de leur programmation et aux services de contrôle d'avoir une parfaite connaissance des mesures envisageables, mais non retenues. Chacun peut ainsi s'exprimer selon sa part de responsabilité.

Remerciements

Les auteurs remercient tous les personnels techniques et administratifs de l'ONF-RTM, d'Irstea et de la Commune de la-Salle-les-Alpes ayant contribué à l'étude de dangers des

digues du torrent de La Salle, ainsi que la DGPR du MEDDE qui a soutenu ces travaux.

Références

[1] Félix H., Beullac B., Tourment R., Mériaux P., Peyras L. (2011). *Méthodologie pour l'analyse fonctionnelle des ouvrages hydrauliques à grand linéaire.* Colloque technique CFBR-AFEID « Sécurité des barrages et nouvelle réglementation française : pratique des études de dangers des barrages », Lyon, 21 et 22/11/2011.

[2] Coussot, P. (1994). *Steady laminar flow of concentrated mud suspensions in open channel*. Journal of Hydraulic Research 32(4): 535-559.

[3] Meunier, M. (1991). *Eléments d'hydraulique torrentielle. "Etudes" du Cemagref*, série Montagne n°1, 278 p.

[4] Rickenmann, D. (1990). *Bed load transport capacity of slurry flows at steep slopes*. PhD thesis ETH Zürich, Nr. 9065. 249 p.

[5] Bathurst, J.C., Graf, W.H. and Cao, H.H (1983). *Initiation of sediment transport in steep channels with coarse bed material*. In Sumer, B.M. and Muller, A., editors, Mechanics of sediment transport, Proceedings of Euromech Mechanism of sediment transport, Istanbul, July 1982.

Réflexions autour des études de dangers des digues

Thoughts on flood dikes safety reports

D. Salmon[1], P. Ledoux[2], C. Duval[3]

[1] BETCGB, Grenoble, david.salmon@developpement-durable.gouv.fr
[2] CETE Méditerranée, Aix-en-Provence, patrick-philippe.ledoux@developpement-durable.gouv.fr
[3] INERIS, Verneuil-en-Halatte, christophe.duval@ineris.fr

Résumé

Cet article est issu d'une analyse de certaines des premières études de dangers des digues de protection contre les inondations fournies depuis l'arrêté du 12 juin 2008. Il s'agit d'une synthèse des principaux points de réflexion émergeants, construite autour de deux grands axes.

Le premier axe vise à définir les finalités des études de dangers spécifiques aux digues. Après avoir constaté la nécessité de stabiliser un vocabulaire spécifique aux digues de protection contre les inondations, plusieurs questions sont notamment traitées :

- La transposition du concept des études de dangers aux digues de protection contre les inondations ;
- L'objet de l'étude entre la sûreté de l'endiguement et la sécurité des personnes séjournant derrière celui-ci ;
- Les éventuelles subdivisions de la zone protégée représentatives du niveau de risque d'inondation ;
- Les diverses utilisations des études de dangers par les services de l'État.

Le second axe développe quelques réflexions relatives au contenu des études de dangers. Ce sont notamment :

- La notion d'étude de dangers sur un endiguement partiel qui pourrait pallier l'impossibilité pour un gestionnaire de digue de réaliser une étude prenant en compte des objets qu'il ne gère pas ;
- La notion d'étude de dangers liée à une demande d'autorisation de travaux ;
- Quelques clés que le rédacteur et le porteur de l'étude de dangers pourraient utiliser pour démontrer la sûreté du système d'endiguement étudié ;
- La prise en compte de l'alerte et de la mise à l'abri des personnes comme mesures de réduction des risques ;
- L'utilisation du concept de criticité en l'absence de référentiel réglementaire sur l'acceptabilité du risque ;
- L'analyse de risques qui ne doit pas se limiter à une simple justification de la conception de l'ouvrage.

Abstract

This article deals with some of the first flood dikes safety reports (Etude de Danger Digues) made in France since a statutory text was published in 2008. It summarizes several discussion points and is structured in two main parts.

The first part deals with the aims of safety reports in the specific case of protection dikes. After having emphasized that it is necessary to stabilize specific terms for levees, it focuses on several points:

- Adaptation of safety reports from industrial facilities to flood dikes ;
- Safety of civil works vs security of inhabitants in the protected zone ;
- Dividing the protected zone based on risk levels ;
- Use of safety reports by the administration.

The second part deals with best way to write a safety report. The following points are discussed:

- The possibility of doing a safety report only on a part of the global flood defense system ;
- Safety reports at the construction stage of flood dikes ;
- Some advice on how to demonstrate the safety of flood dikes ;
- Taking into account alert and evacuation as risk mitigation actions ;
- How to use the concept of criticity in an integrated risk analysis ;
- Difference between design report and safety report.

Introduction

Le décret du 11 décembre 2007 [1] introduit, dans le code de l'environnement, l'obligation pour les propriétaires ou exploitants de digues de classe A, B, ou C, de présenter une étude de dangers (EDD) de leurs ouvrages. Le plan et des précisions sur le contenu de cette étude visant à exposer les risques que présente l'ouvrage pour la sécurité publique sont exposés dans l'arrêté du 12 juin 2008 [2].

Intégrant notamment le retour d'expérience sur les EDD de barrages, le Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement (MEDDTL) a rédigé la circulaire du 16 avril 2010 [3] destinée à clarifier les missions des Services en charge du Contrôle de la Sécurité des Ouvrages Hydrauliques (SCSOH) sur les dossiers d'EDD de digues fluviales. Cette circulaire, qui donne des éléments de doctrine sur l'examen du contenu des EDD de digues, est accompagnée d'un guide de lecture des EDD de digues fluviales, sur lequel les SCSOH peuvent s'appuyer pour juger de la complétude et de la régularité des dossiers au regard de l'arrêté du 12 juin 2008.

A l'instar de la démarche qui a été engagée pour les barrages, la Direction Générale de la Prévention des Risques (DGPR) a sollicité un groupe de travail (GT) national qui analyse les premières EDD de digues reçues par les SCSOH afin d'en identifier les points forts et les points faibles, d'harmoniser les actions des SCSOH sur ces études, de faire évoluer le guide de lecture actuel et de l'étendre aux digues maritimes voire aux digues torrentielles.

Les premières EDD analysées ont immédiatement fait émerger des difficultés liées à la nouveauté du sujet pour l'ensemble des acteurs du domaine des digues, au morcellement des responsables de digues et à la fonction de protection assignée à ces ouvrages. Ces spécificités confirment les limites déjà pressenties de l'analogie entre les EDD de barrages et les EDD de digues et conduisent le groupe de travail à développer une réflexion qui va au-delà de la simple adaptation d'une doctrine déjà définie.

L'article expose, à partir d'une synthèse des principaux points qui ont d'ores et déjà émergé, la vision de trois des membres du groupe de travail. Cette interprétation, bien que nourrie par l'ensemble des réflexions du GT, reste celle des trois auteurs de l'article et ne constitue pas une position portée par le GT.

Dans un premier temps, la finalité des études de dangers spécifiques aux digues est abordée, suivi, dans un deuxième temps, par quelques pistes de réflexions autour du contenu des EDD.

La finalité des EDD de digues de protection contre les inondations

Dès le début des travaux du groupe s'est posée la question de la finalité souhaitée pour les EDD des digues de protection contre les inondations. En effet, la redéfinition éventuelle du fond et de la forme des EDD passe par une réflexion préalable sur le pourquoi de ces études.

La nécessité de stabiliser un vocabulaire spécifique

Les débats autour des EDD de digues se heurte d'emblée à une problématique générale et récurrente dans le domaine des digues qui est le manque de cadrage au niveau du vocabulaire réglementaire et technique. Par exemple, le guide de lecture actuel attend notamment d'une EDD de digue qu'elle précise la zone protégée par la digue pour un certain niveau de crue. Or, si intuitivement les notions de digue, de zone protégée, et de niveau de crue sont compréhensibles par tous, le manque de précision autour de ces termes favorise l'incompréhension, l'interprétation, et nuit au bon dialogue entre les différents acteurs du monde des digues.

Dans un contexte d'évolutions réglementaires majeures avec une appropriation délicate par les responsables d'ouvrages et les services de contrôle, les définitions des termes réglementaires et techniques employés doivent être précises et l'utilisation de ces termes adéquate.

Sous l'impulsion de la DGPR, la réalisation d'un glossaire présentant des définitions, plus ou moins détaillées suivant la complexité des termes, a été entreprise. L'objectif est d'éditer un document de référence qui accompagne les productions techniques et réglementaires.

La transposition du concept EDD aux digues de protection contre les inondations

Le concept d'EDD a déjà été appliqué dans différents domaines d'activité industriels, notamment dans les installations classées et dans les barrages.

L'objectif des EDD est d'inventorier les dangers intrinsèquement liés à ces ouvrages puis de mener une analyse des risques en vue d'élaborer des mesures de réduction du risque initial et de maîtrise du risque résiduel.

La transposition de ce concept aux digues de protection contre les inondations consisterait donc principalement à analyser les risques liés à la présence de l'ouvrage, c'est-à-dire le dépassement et la rupture de celui-ci. En effet, l'onde de submersion susceptible d'être engendrée par ces deux phénomènes pourrait occasionner des dégâts aux biens et aux personnes plus importants que l'inondation naturelle contre laquelle la digue protège.

Or pour les digues de protection contre les inondations, il y a convergence entre l'objectif visé par l'efficacité de l'ouvrage qui est censé apporter un certain niveau de protection aux populations situées dans la zone protégée et l'objectif visé par la sûreté de l'ouvrage qui est censé garantir la sécurité des populations situées dans la zone menacée par la présence de l'ouvrage.

Cette convergence vient perturber la perception classique du concept de l'EDD. En effet, comme dans les deux cas on cherche à garantir la sécurité des personnes face à l'inondation, il est tentant et compréhensible de vouloir aller au delà de l'analyse des risques liés à la présence de l'ouvrage et de chercher à caractériser les risques liés à l'inondation d'une zone pour laquelle la présence d'une digue n'est pas neutre.

Les EDD de digues de protection contre les inondations doivent-elles rester centrées sur la sûreté des ouvrages, c'est-à-dire la capacité qu'ils ont à résister aux sollicitations hydrauliques (mise en charge hydraulique et surverse), ou doivent-elles se recentrer sur l'inondation des zones situées derrière les ouvrages et intégrer la notion d'efficacité de la protection?

La réponse à cette question n'est évidemment pas neutre pour l'étude en elle-même mais aussi pour les différents acteurs concernés par cette étude.

Comme le montre la figure 1, les ouvrages de protection contre les inondations s'insèrent dans un cadre global de prévention des inondations qui peut être considéré comme l'outil général de mise en sécurité des personnes situées en zone inondable. Si on souhaite caractériser l'ensemble des risques liées à l'inondation d'une zone protégée par une digue au travers des EDD de digues, c'est ce cadre de prévention des inondations qui doit être au centre de l'EDD. En effet, les interactions entre les digues et les autres composantes sont nombreuses et influent sur la détermination des risques précités.

Or ce cadre complexe intéresse notamment :

- l'aménagement de la zone inondable, notamment son urbanisation et la vulnérabilité aux inondations des habitations et des équipements (PPRI, PLU);
- les actions de communication et de sensibilisation au risque d'inondation à l'attention des usagers de la zone inondable (DICRIM) ;
- la prévision des crues ou des submersions et l'alerte en cas de défaillances du système de défense (gestionnaire de digues) ;
- les plans d'urgence (plan communal de sauvegarde, plan ORSEC).

Il dépasse largement le périmètre des ouvrages de protection et leurs gestionnaires. Mener une étude de dangers sur une telle entité serait extrêmement complexe et poserait en premier lieu la question du porteur de l'étude.

L'efficacité de la protection contre les inondations, repose sur un système intermédiaire entre le cadre global de prévention des inondations et les digues. C'est le système de défense contre les inondations présenté sur la figure 1. Ce système rassemble l'ensemble des ouvrages ayant une fonction, volontaire ou non, de protection contre les inondations. Très fréquemment, la ligne de défense constituée par les digues ne suffit pas à garantir l'efficacité de la protection, elle doit être complétée par d'autres ouvrages dont la fonction principale n'est pas la protection contre l'inondation. C'est le cas, par exemple, des remblais d'infrastructure, des écluses, des portes, des déversoirs, des stations de pompage, etc.

Si la caractérisation de l'efficacité de la protection contre les inondations fait partie des résultats attendus pour les EDD de digues, il parait évident que l'étude de danger doit porter sur l'ensemble du système de défense contre les inondations tel qu'il est présenté précédemment. Ceci implique d'avoir préalablement identifié ce système, étudié sa complétude pour ensuite déterminer le niveau de protection qu'il apporte et enfin regarder son niveau de sûreté.

Ce système de défense contre les inondations, qui au passage répond aux notions de cohérence du point de vue hydraulique et de la protection effective des populations prônées dans la circulaire du 16 avril 2010, a peu de chance d'avoir un gestionnaire unique compte tenu de la diversité des ouvrages qui le constitue. Ceci pose, entre autres, les questions du porteur de l'EDD, et de l'homogénéité de l'entretien et de la surveillance sur l'ensemble des ouvrages composant le système de défense. Ces problématiques seront plus spécifiquement traitées dans la deuxième partie de cet article.

Les éventuelles subdivisions de la zone protégée représentatives du niveau de risque d'inondation

Toutes les démarches d'évaluation de l'efficacité de la protection et de la sûreté des ouvrages reposent sur les enjeux situés en zones naturellement inondables et qui sont potentiellement protégées de l'inondation par des digues.

Ces zones potentiellement protégées ont été définies dans la circulaire du 8 juillet 2008 comme étant les zones soustraites à l'inondation qui serait causée par la crue de projet de protection de l'ouvrage. Cette définition repose clairement sur la volonté de protéger jusqu'à un certain niveau de crue par le biais d'un ouvrage spécifique. C'est donc bien la notion d'efficacité qui est subjacente.

Deux notes, rédigées le 10 avril 2009 et le 28 juillet 2010 par l'appui technique aux services de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques, relatives respectivement aux digues de protection fluviales et maritimes, proposent que la zone protégée soit déterminée par les terrains situés en dessous de la crête de la digue.

Cette zone purement conceptuelle, qui fait abstraction de la capacité de l'ouvrage à résister à un certain niveau de sollicitations et de tout ce qui peut se passer en amont et en aval du tronçon considéré, avait pour objectif de donner le périmètre maximal de la zone protégée en vue du classement des ouvrages tout en sachant qu'elle serait redéfinie dans l'EDD à venir.

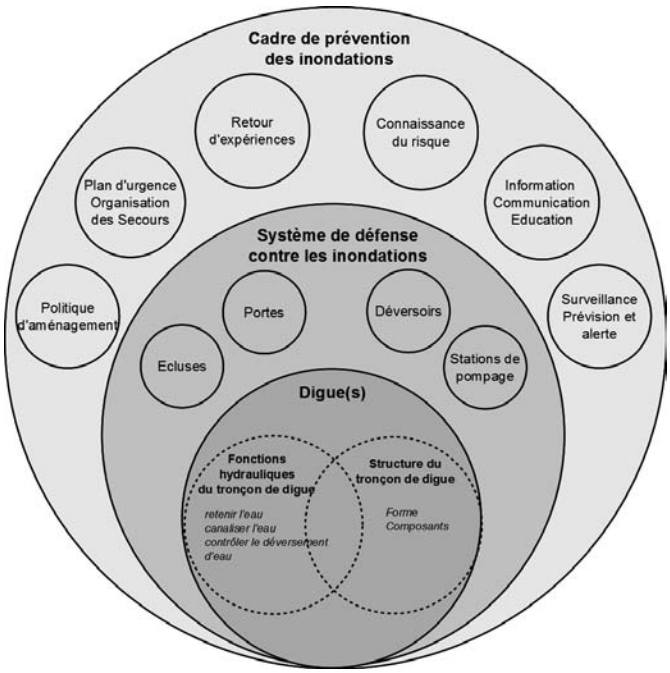


Figure 1 : OUTILS DE PREVENTION DES INONDATIONS (ILH ; Y. Deniaud)

Les réflexions en cours tendent à proposer que l'étude de dangers des digues entérine un découpage plus fin de la zone potentiellement protégée définie précédemment. Ce découpage serait basé sur une cartographie qui, pour un niveau donné de sollicitation hydraulique de l'ouvrage, présenterait trois types de territoires :

- Les territoires à protection garantie, c'est-à-dire protégés de l'inondation. Il reste à définir ce qui est entendu par garantie ;
- Les territoires inondés non dangereux, c'est-à-dire les territoires où de l'eau pourrait venir sans pour autant engager la sécurité des personnes s'y trouvant ;
- Les territoires inondés dangereux où la sécurité des personnes s'y trouvant serait engagée.

La distinction entre dangereux et pas dangereux se ferait à partir de critères liés à la hauteur d'eau et à la vitesse des courants.

Pour des événements d'intensité supérieure à l'objectif de protection, l'EDD doit identifier et localiser les écoulements dangereux notamment en présence de déversoirs.

Le niveau de sûreté de l'ouvrage serait alors défini en considérant l'intensité de l'événement à partir duquel des phénomènes dangereux apparaissent dans les territoires à protection garantie.

L'EDD doit aussi caractériser le sur-aléa lié à la présence de la digue en évaluant les enjeux humains potentiellement affectés par une rupture ou une surverse de l'ouvrage. On retrouve la distinction qui existe entre efficacité et capacité à résister aux sollicitations en séparant les zones protégées et les zones menacées.

Concrètement, une EDD de digue doit permettre à son gestionnaire d'afficher une cartographie, d'une part, des territoires protégés liés à un objectif de protection et, d'autre part, des territoires menacés par des phénomènes d'inondation des secteurs situés derrière les digues.

Les diverses utilisations des études de dangers des digues par les services de l'État

Comme cela a déjà été mentionné, la maîtrise des risques inondation dans la zone protégée recouvre plusieurs thématiques :

- La maîtrise des risques liés à l'ouvrage de protection ;
- La maîtrise de l'urbanisation dans la zone protégée ;
- La gestion de crise;
- La communication auprès des « usagers » de la zone protégée.

La maîtrise des risques liés à l'ouvrage est naturellement de la responsabilité du gestionnaire de l'ouvrage. Ce sont en particulier les consignes d'entretien et d'exploitation qui explicitent son action. Ce sont aussi les mesures de réduction des risques qu'il s'est engagé à mettre en œuvre.

L'État a le devoir de s'assurer que le gestionnaire maintient ces risques à un niveau aussi bas que possible. Cette action peut se traduire par arrêté préfectoral. Cet arrêté devient alors le référentiel opposable pour le service de contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques. Les prescriptions imposeront un niveau de performance, plutôt que des moyens qui sont eux définis par le gestionnaire.

La maîtrise de l'urbanisation joue un rôle majeur pour la maîtrise du risque. L'étude de dangers fait apparaître des territoires inondés en graduant le risque à l'aide de critères tels que la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement.

L'État dispose du porté à connaissance, réalisé préférentiellement via un PPRI, dans lequel figureront, d'une part, l'objectif de protection et le territoire à protection garantie associé, et d'autre part, les territoires inondés dangereux et non dangereux pour des intensités définies d'événements.

La gestion de crise concerne plusieurs acteurs :

- le gestionnaire de la digue au moyen des consignes en crue. L'étude de dangers doit établir la cohérence entre les éléments étudiés (hydrologie, accidentologie, modélisations, recensement et mise en œuvre des mesures de réduction des risques...) et les consignes en crue. Cette cohérence est un critère d'examen pour proposer l'approbation des consignes par le Préfet ;

- la Commune au moyen du Plan Communal de Sauvegarde. L'État, via le porté à connaissance, communique au Maire les résultats de l'étude de dangers, utiles à l'élaboration ou la révision de ce plan.
- L'État au moyen du plan ORSEC. L'étude de dangers, caractérisant les risques (scénarios de défaillance du système d'endiguement, enjeux exposés), est une donnée d'entrée permettant au Préfet de planifier les secours adaptés aux crises.

Enfin, la maîtrise des risques passe aussi par l'information et la sensibilisation des usagers de la zone protégée. Le résumé non technique pourrait être le support de cette communication.

Quelques réflexions relatives au contenu des études de dangers

Parallèlement aux réflexions menées sur la finalité souhaitée pour les EDD de digues, l'analyse du contenu de quelques études de dangers remises aux services de contrôle a fait émerger un certain nombre de points qui ont inspiré les commentaires suivants.

Peut-on accepter une étude de dangers produite sur un système d'endiguement partiel ?

La circulaire du 16 avril 2010 a défini le terme « digue » comme le système complet d'endiguement globalement cohérent du point de vue hydraulique et de la protection effective des populations.

Cette définition correspond au système de défense présenté dans la partie précédente mais de tels systèmes d'endiguement peuvent être parfois complexes :

- Multiplicité des responsables des ouvrages composant le système ;
- Présence d'infrastructures ou d'éléments naturels qui participent à la protection de premier rang, sans que le porteur de l'étude puisse en garantir la sûreté lors d'un événement d'intensité donnée ;
- Présence d'ouvrages dans le lit majeur, tels que des infrastructures linéaires, susceptibles d'accroître le risque d'inondation en cas de défaillance de la première ligne de défense.

En outre à cette complexité liée au système d'endiguement peut aussi s'ajouter la diversité des sources d'inondation telle que la présence de plusieurs cours d'eaux susceptibles d'inonder une même zone protégée ou encore la prise en compte des eaux de ruissellement ou de la remontée de nappe.

Dans de nombreux cas les digues prises en compte dans les EDD ne constituent qu'une partie du système d'endiguement. D'autres ouvrages linéaires, remblais routiers et ferroviaires, mais également des objets ponctuels comme des batardeaux ou des vannes obturant des réseaux qui sont à la charge d'autres gestionnaires ne rentrent pas dans le cadre de l'étude de dangers. Bien que le rédacteur de ces études apporte souvent des informations suffisantes pour une bonne compréhension du fonctionnement général de la protection contre les inondations, il n'effectue l'analyse de risques que sur les ouvrages gérés par le porteur de l'étude.

Cette pratique semble acceptable à condition que soient clairement mises en exergue les limites de l'étude, c'est à dire :

- Définir le périmètre de l'étude de danger correspondant au système d'endiguement ;
- Recenser et identifier les différents intervenants en distinguant en particulier les risques d'interventions de tiers à la digue, par exemple les gestionnaires de réseaux traversant la digue ;
- Localiser et caractériser des points de faiblesse que constituent les « interfaces » entre les différents ouvrages ;
- Afficher les hypothèses prises : les sources d'inondation étudiées et celles qui ne le sont pas, les éventuelles ruptures d'ouvrages tiers prises en compte, … ;
- Adapter le périmètre du « territoire à protection garantie » aux performances réelles de la partie du système d'endiguement ayant fait l'objet d'une analyse de risque.

La réalisation d'une telle étude de dangers que l'on pourrait qualifier de partielle permet de connaître les risques intrinsèques à la partie du système gérée par le porteur de l'étude. Ainsi bien que la nécessité de réaliser une étude de dangers sur le système complet d'endiguement subsiste, la démarche est initiée en attendant qu'un gestionnaire en capacité à s'engager sur la globalité du système soit constitué.

La notion d'étude de dangers liée à une demande d'autorisation de travaux

Les EDD examinées étaient réalisées dans le cadre d'une demande d'autorisation de travaux au titre de la loi sur l'eau. Il a été constaté un niveau de précision des données d'entrée assez faible (études au stade d'avant projet) et un périmètre d'étude de dangers cantonné aux tronçons de digues concernés par les travaux. Cette pratique paraît légitime de la part du gestionnaire de l'ouvrage qui n'est pas prêt à investir dans des études poussées alors qu'il n'est pas certain d'obtenir son autorisation. Mais, d'un autre côté, l'autorisation peut difficilement être donnée si on n'a pas une vision précise de l'ouvrage après travaux et une analyse fine des risques qui lui seront liés.

Une des pistes de réflexion avancées est qu'il pourrait être accepté une EDD basée sur les seules données disponibles lors de la demande d'autorisation de travaux et qu'une mise à

jour portant sur la globalité du système d'endiguement pourrait être demandée avant le démarrage des travaux. Dans ce cas, l'autorisation pourrait prescrire des compléments sur l'EDD.

Quelques clés pour démontrer la sûreté d'un système d'endiguement

Ayant opté pour un objectif de protection, le gestionnaire doit démontrer la sûreté de ses ouvrages en prenant en compte les mesures de réduction du risque qu'il s'engage à mettre en place.

L'étude de dangers est l'outil pour faire cette démonstration.

Pour cela le rédacteur de l'étude doit apporter certaines garanties :

- Dans la mesure où il n'en est pas l'auteur, il doit vérifier la validité des données d'entrée telles que les études d'hydrologie, d'hydraulique, de géotechnique ou encore de diagnostics. Il doit bâtir son analyse de risques sur la compilation des différentes données existantes, vérifier que les méthodes utilisées pour déterminer ces données sont pertinentes et s'assurer que des évènements récents n'ont pas modifié les hypothèses prises pour l'étude. Dans le cas contraire et dans le cas probable où la mission qui a été commandée au rédacteur de l'étude de dangers ne prévoit pas la révision des études mises en cause, le chapitre consacré aux mesures de réduction des risques doit inclure la production des données manquantes dans un délai fixé.;
- Définir le domaine de fonctionnement de l'ouvrage. C'est à dire, à partir de l'analyse fonctionnelle réalisée par tronçon, fixer les sollicitations maximales que l'ouvrage peut supporter. Par exemple, l'ouvrage est conçu pour résister à un déversement de x centimètres, un affouillement maximal de y mètres, … Ce domaine de fonctionnement diffère naturellement en fonction des différents tronçons composant l'ouvrage. Ces données servent ensuite le gestionnaire et ses prestataires pour mettre au point la surveillance de l'ouvrage (visite technique approfondie et examen technique complet) ;
- En cas de présence de déversoirs ou de tronçons résistants au déversement et sous réserve qu'il n'y ait pas de défaillance de ces ouvrages, l'EDD doit montrer l'absence quasi certaine de danger dans la zone protégée, tant que l'événement considéré est compris entre l'objectif de protection et l'objectif de sûreté. Comme on la vu précédemment, le danger est évalué à partir des hauteurs d'eau et des vitesses de courant. Cette évaluation pourrait être complétée en considérant aussi le temps mis par les écoulements pour atteindre les principaux enjeux et la vitesse de montée des eaux.

Pour compléter la démonstration, le gestionnaire doit mettre en œuvre une organisation et des moyens assurant l'entretien et la surveillance de son ouvrage à tout moment afin de garantir à minima un maintien dans le temps de l'efficacité et de la sûreté de ce dernier.

Ce sont les engagements du gestionnaire qui apparaissent, soit au niveau de la rubrique « Politique de prévention des accidents majeurs et du système de gestion de la sécurité », soit à la rubrique « mesures de réduction des risques ». Ces engagements sont déclinés en tâches dans les consignes de surveillance et d'exploitation de l'ouvrage.

Pour qu'elles soient efficaces, ces mesures doivent être précises. Idéalement, ces mesures doivent être les barrières de défense des scénarios de défaillances décrits dans l'étude de dangers

La prise en compte de l'alerte et de la mise à l'abri des personnes comme mesure de réduction des risques

Il peut être tentant pour les exploitants de digues de prendre en compte des mesures de mise à l'abri des personnes afin de diminuer le niveau de risque. En effet, une fois les populations mises en sécurité, le risque est considérablement réduit.

Pour autant, le porteur de l'étude ne peut légitimement introduire de telles mesures dans son étude que s'il les maîtrise, ce qui est très rarement le cas.

D'une manière générale, le gestionnaire de digue ne peut proposer des mesures de réduction des risques ne relevant pas de ses compétences car dans ce cas il est incapable d'en assurer la fiabilité et la pérennité.

Néanmoins, afin de ne pas occulter totalement l'alerte et l'évacuation et rendre compte dans l'EDD des bénéfices importants qui en découlent lorsque des stratégies d'intervention efficaces ont déjà été prévues et peuvent être mises en oeuvre, il pourrait être envisagé de les prendre en compte dans certains scénarios. Dans ce cas il appartient au porteur de l'EDD de démontrer que les procédures d'alerte et d'évacuation des populations sont compatibles avec la cinétique du scénario considéré.

Analyse des risques ou Justification de la conception

De manière générale, l'analyse de risques présentée dans les EDD examinées consiste souvent en un rappel des solutions techniques mises en œuvre pour contrer les principaux modes de défaillance des digues (surverse, érosions interne et externe, instabilité). Ceci relève plus de l'analyse fonctionnelle qui est censée présenter le fonctionnement de l'ouvrage tel qu'il est conçu et qui débouche sur une estimation des capacités de l'ouvrage à répondre à chacun des principaux modes de défaillance.

Il semble important que l'analyse de risque parte de ces capacités initiales et en étudie les possibles dérives.
Dans cette optique l'analyse de risques doit donc considérer :

- la défaillance des éléments de conception qui participent à la prévention des modes de défaillance globaux. Il

s'agit par exemple de considérer la défaillance d'un perré de protection, plutôt que de simplement afficher que le perré de protection est une barrière pour l'érosion externe.

- des sollicitations ou configurations non prises en compte dans les hypothèses de conception. Il s'agit par exemple de considérer un effondrement karstique, alors même que cette sollicitation n'a pas été prévue en conception.

L'analyse de risques ne doit pas être une présentation des techniques mises en œuvre, ou non, pour contrer les modes de défaillance globaux. Elle doit se focaliser sur la possibilité et les conséquences d'une dérive des capacités de l'ouvrage à répondre à des phénomènes pouvant entraîner une défaillance.

Analyse des risques et catégories de scénarios de risques

Le découpage de la zone potentiellement protégée, présenté dans la première partie de cet article, laisse entrevoir deux catégories de scénarios de risques :

- les scénarios assumés, c'est à dire ceux liés à un fonctionnement conforme de l'ouvrage. C'est par exemple le fonctionnement d'un déversoir.
- les scénarios accidentels, c'est à dire ceux liés à un disfonctionnement de l'ouvrage. C'est par exemple la rupture d'un ouvrage soumis à un événement d'intensité moindre que l'objectif de protection.

Ces scénarios qui constituent tous un risque pour les enjeux en zone potentiellement protégée doivent apparaître dans l'EDD de l'ouvrage. De plus, il est souhaitable que ces deux types de scénarios ne bénéficient pas du même affichage. En effet, si on veut améliorer la culture du risque il parait nécessaire d'afficher la présence de zones à risques en dépit et à cause de l'existence d'un ouvrage de protection.

On peut aussi imaginer différencier la méthodologie d'évaluation de ces scénarios. Différentes pistes méthodologiques peuvent être envisagées:

- en utilisant la notion de sur-aléa par rapport à l'aléa naturel pour évaluer la criticité de ces scénarios ;
- en ne comptant qu'une fraction de la population présente sur le territoire impacté pour déterminer la gravité, en s'appuyant sur la bonne appropriation du risque par la population et par la maîtrise de l'inondation par les autorités chargées de la sécurité civile ;
- en utilisant une échelle de gravité moins sévère, pour les mêmes raisons que la piste précédente.

En tous les cas, ces différentes pistes méthodologiques font intervenir le concept de criticité dont l'utilisation doit être clarifiée dans les EDD Digues.

Analyse des risques - Utilisation du concept de criticité

L'analyse approfondie des études de dangers présentées au groupe de travail EDD Digues indique que les scénarios d'accidents étudiés dans l'analyse de risques sont généralement placés dans une matrice combinant la probabilité d'occurrence et la gravité des conséquences. En revanche, il est rare qu'un rédacteur définisse une criticité associée à cette combinaison puis utilise ce concept pour évaluer le caractère acceptable ou inacceptable des scénarios d'accidents. Enfin, les effets des mesures de réduction des risques sur la criticité des scénarios correspondants ne sont quasiment jamais explicités.

Le concept de criticité est donc peu utilisé dans les EDD analysées, ce qui peut en partie s'expliquer par l'absence d'un référentiel réglementaire national sur l'acceptabilité des scénarios. Néanmoins, dans le cas des digues de protection contre les inondations, disposer d'une doctrine nationale sur l'acceptabilité des scénarios n'apparait pas prioritaire.

D'une part, l'objectif de protection d'un système d'endiguement constitue déjà une caractérisation chiffrée de l'acceptabilité locale vis-à-vis de l'inondation. En effet, un système d'endiguement est prévu pour protéger une population donnée (gravité) d'un aléa donné (probabilité), ce qui donne un repère de criticité utilisable pour quantifier un niveau d'acceptabilité propre au système d'endiguement.

D'autre part, l'état actuel des connaissances dans le domaine des digues de protection contre les inondations nécessite d'afficher des résultats à dires d'expert en termes de probabilités d'occurrence. L'acceptabilité qui en découle est donc très subjective.

Par conséquent, la valeur ajoutée d'une analyse de criticité reste aujourd'hui marginale et une EDD de digue qui présente une caractérisation des risques liés à l'inondation de la zone potentiellement protégée en termes de scénarios de risques et d'enjeux impactés semble satisfaisante du point de vue de l'analyse de risques.

Conclusion

S'il est clair que les systèmes d'endiguement se distinguent des installations industrielles par la fonction de protection qu'ils assurent, il ne paraît pas y avoir pour autant d'obstacle majeur à la transposition du concept d'étude de dangers à ces ouvrages. Cette transposition nécessite néanmoins la détermination d'une démarche spécifique qui soulève de nombreuses questions, tant au niveau de la finalité de ces études qu'au niveau de leur réalisation.

En particulier, le débat sur les objectifs d'une étude de danger pour un système d'endiguement oppose la démonstration de la performance des digues à l'évaluation de l'exposition du territoire endigué à une submersion accidentelle. La réalité des situations de gestion des digues, conduit à considérer de manière pragmatique comme une solution transitoire acceptable la réalisation d'EDD partielles, c'est-à-dire d'EDD n'étudiant les défaillances que de

certaines parties du système d'endiguement global. Le principe des EDD partielles ne remet pas en cause la démonstration de la performance des digues. En revanche, il ne permet pas de donner une vision globale sur l'exposition du territoire endigué, vision qui pourrait néanmoins être présente en parallèle dans d'autres outils réglementaires existants et notamment dans les plans de prévention des risques inondation lorsqu'ils ont été prescrits sur la zone considérée.

Enfin, la réalisation des études de dangers digues n'est pas encore une démarche homogène structurée autour de bonnes pratiques partagées par les différents acteurs. En particulier, il est fondamental qu'une place importante soit accordée à l'analyse de risques qui est au cœur de la démarche des études de dangers et qui ne doit pas se limiter à une justification de la conception de la digue. L'analyse de risques prend tout son sens lorsqu'elle débouche sur une hiérarchisation des mesures de réduction des risques via l'utilisation du concept de criticité. Cependant, le domaine des digues de protection contre les inondation n'a pas encore la maîtrise suffisante pour pouvoir dérouler efficacement l'ensemble de la méthode. Pour les gestionnaires qui souhaitent afficher un niveau d'acceptabilité des risques, il est intéressant de noter que la criticité correspondant à l'aléa contre lequel la digue protège constitue en quelque sorte une illustration de l'acceptabilité locale des risques, dans le sens où l'on peut considérer comme acceptable tout scénario dont la criticité est inférieure.

Remerciements

Nos remerciements à tous les acteurs du GT consacré à l'analyse des premières EDD de digues. Ils ont alimenté, de par leurs réflexions, notre travail.

Références

[1] *Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement*. Journal Officiel de la République Française du 13 décembre 2007.

[2] *Arrêté interministériel du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu.* Journal Officiel de la République Française du 19 juin 2008.

[3] *Circulaire du 16 avril 2010 relative aux études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales*

Etude de dangers du seuil de garantie à Saint-Jean-de-Luz

Risk analysis of the warranty dyke in Saint-Jean-de-Luz

Tena-Davila Emilio[1], Rihouey Didier[2], Dugor Jeremy[2], Martinez Bruno[3], Sallaberry Michel[3]

[1]ISL Ingénierie, 15 rue du Maréchal Harispe 64500 Saint-Jean-de-Luz, email : tena@isl.fr
[2]CASAGEC Ingénierie, 4 route de Pitoys 64600 Anglet, email : rihouey@casagec.fr
[3]Mairie de Saint-Jean-de-Luz

Résumé

Le « seuil de garantie » est une digue maritime implantée en front de mer qui assure la défense contre l'océan atlantique de la ville de Saint-Jean-de-Luz. L'ouvrage a été classé en catégorie B.
D'un point de vue d'ensemble, la protection de la baie est complétée avec les 3 brises lames de Socoa, d'Artha et de Sainte Barbe qui visent à protéger le seuil de garantie.
Avant les années 1860-1880, de nombreux incidents ou ruptures émaillent l'histoire du seuil de garantie. En 1890, la construction des 3 brises lames apportent une amélioration significative. Depuis leur construction, on déplore un seul accident : l'ouverture d'une brèche à l'extrémité sud du seuil de garantie lors de la tempête de 1951.
Le potentiel de dangers identifié correspond à :

- la création d'une brèche,
- la possibilité d'avoir une surverse.

La définition de l'aléa hydraulique doit prendre en compte non seulement la hauteur d'eau statique qui englobe les phénomènes de marée astronomique (Zm), les surcotes (ΔZs) et le Set-up induit par les vagues (ΔZw) mais également une partie dynamique lié au déferlement des vagues (Jet de rive).
L'analyse des risques conduite dans le cadre de la présente étude a souligné l'importance des points suivants :

- contrôle des profils des plages et rechargement en sable : la plage est une composante importante du système de protection vis-à-vis du risque d'affouillement ;
- contrôle de l'état du perré : la surveillance, le contrôle et l'entretien du perré sont déterminants pour s'assurer de la résistance de l'ouvrage vis-à-vis de l'érosion externe ;
- éléments réducteurs des jets de rive : afin de limiter les débits de franchissement ;
- amélioration du plan de prévention : réduire le risque de l'évènement en limitant le nombre de personnes impactées.

Abstract

The 'Warranty dyke' is a maritime sea wall located on the beachfront that ensures the protection of Saint-Jean-de -Luz against the Atlantic Ocean. The dyke has been classified in category B [1] and [2].
The protection of the Bay is completed with 3 breakwaters Socoa, Artha and Sainte Barbe that are designed to protect the dyke of warranty.
Before the years 1860-1880, many incidents or ruptures have written the history of the warranty dyke. In 1890, the construction of the 3 breakwaters brings a significant improvement. Since their construction, there was only one accident: the opening of a gap at the southern end of the warranty dyke in the 1951 storm threshold.
The potential hazards that have been identified correspond to:

- the creation of a breach,
- the submersion of the dyke.

Hydraulic hazard definition is composed of the height of static water (astronomical tide Zm), pressure of the air (ΔZs), set-up-induced by waves (ΔZw) and the dynamic factor related to the surge of the waves (run up).
The risk analysis of the warranty dyke can be managed with the following points:

- Control of the beach transverse profiles. The beach is an important component of the system of protection against the risk of scour or undermine.
- Control of the pavage covering: monitoring, control and maintenance of the pavage covering are decisive to ensure the strength of the dyke with regard to external erosion;
- Decrease the run up: to limit crossing flows;
- Improvement of the prevention plan : reduce the risk decreasing the number of people that may be impacted.

Introduction

Au sens de la réglementation, le terme «digue» désigne le système complet d'endiguement, globalement cohérent du point de vue hydraulique et de la protection effective des populations.

Bien que l'objectif même d'une digue soit de limiter les conséquences dommageables des inondations susceptibles d'affecter un territoire, la démarche d'étude de dangers appliquée à une digue consiste à considérer cette dernière comme une source de dangers en tant que telle, à la suite de défaillances en période de crues ou en conséquence d'une conception initiale défaillante.

Dans cette optique, l'étude a pour but d'apprécier les points forts de l'ouvrage, ses faiblesses, les scénarios possibles d'accidents ainsi que les conséquences de ces derniers, et les moyens de les prévenir.

Elle permet également de mieux connaître la zone protégée et les crues pour lesquelles la digue apporte une protection et a contrario celles à partir desquelles le risque devient important pour les personnes et les biens.

Le propriétaire et exploitant du seuil de garantie est la ville de Saint-Jean-de-Luz, dans les Pyrénées Atlantiques.

Le classement de l'ouvrage [1] et [2], nous donne une catégorie B, hauteur du seuil de garantie > 1 mètre et la population résidant dans la zone protégée est de 15 000 habitants.

Objet de l'étude

L'étude concerne le « seuil de garantie » qui contourne la baie de Saint-Jean-de-Luz sur sa partie est, l'épi à l'est de l'entrée du port et la digue aux chevaux.

D'un point de vue d'ensemble, la protection de la baie est complétée avec les 3 brises lames de Socoa, d'Artha et de Sainte Barbe. Ces digues visent à protéger le seuil de garantie.

L'embouchure de la Nivelle au sud et celle de l'Untxin à l'ouest, font également partie de l'environnement.

Le périmètre de l'étude avec ses ouvrages, est illustré de manière schématique sur l'image ci dessous:

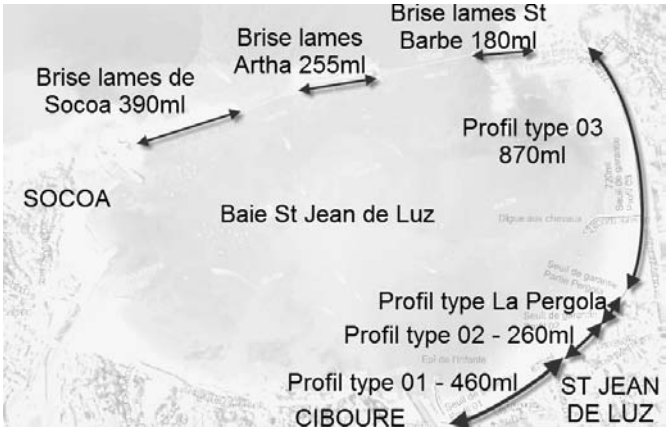


FIGURE 1: VUE AÉRIENNE DE LA BAIE DE SAINT-JEAN-DE-LUZ

Le schéma suivant définit la zone de protection de la digue pour le niveau marin dynamique, rare ou exceptionnel.

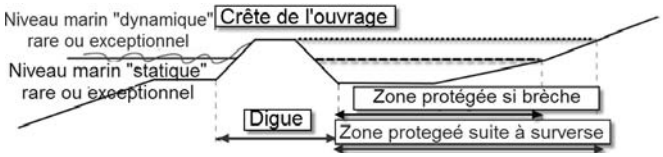


FIGURE 2: SCHÉMA ZONE PROTECTION DE LA DIGUE

Analyse fonctionnelle

Le seuil de Saint-Jean-de-Luz est une digue de protection marine. L'événement majeur pour ce type d'ouvrage est la tempête en concomitance de fortes houles et de grandes marées.

L'objectif de protection du seuil de garantie est d'éviter que l'eau de l'océan passe par-dessus la digue de manière continue (surverse) et inonde les zones protégées.

Description du seuil de garantie
Le seuil de garantie est divisé en deux ouvrages, au nord (870ml) et au sud (720 ml) du bâtiment « La Pergola ».

Il s'agit d'une digue à profil variable allant de l'entrée du port de Saint-Jean-de-Luz jusqu'à la pointe de Sainte Barbe.

4 typologies des digues ont pu être identifiées selon la répartition ci-dessous (du sud au nord) :

TABLEAU 1: TYPOLOGIES DES DIGUES

Nom	Longueur	Cote crête	Cote plage
Profil type 01	460m	8.18m NGF	3.68m NGF
Profil type 02	260m	10m NGF	3.68m NGF
« La Pergola »	150ml	4.68m NGF	3.68m NGF
Profil type 03	870ml	6.8m NGF	5.55m NGF

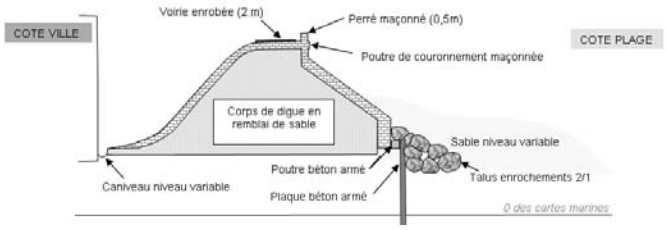


FIGURE 3: PROFIL TYPE 01

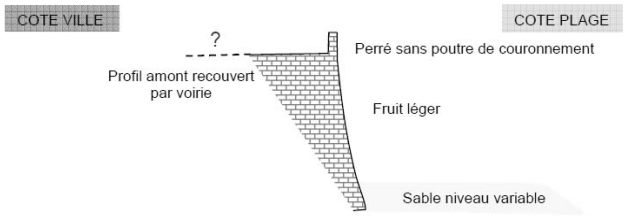


FIGURE 4: PROFIL TYPE 02

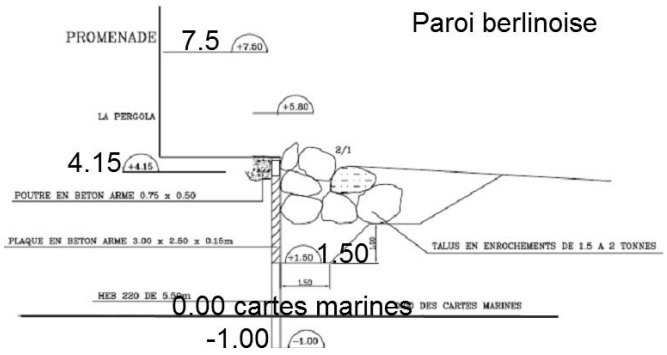


FIGURE 5: « LA PERGOLA »

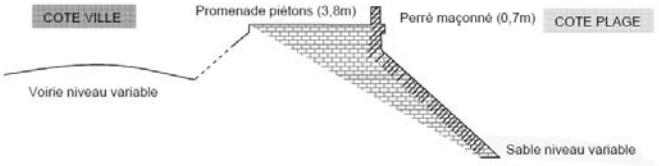


FIGURE 6: PROFIL TYPE 03

Description des enjeux à l'aval (zone d'habitations, activités et infrastructures)

Une partie de la ville de Saint-Jean-de-Luz avec une population estimée de 15 000 habitants. Tous les équipements de la ville sont concernés : écoles, lycées, églises, marchés, boutiques, magasins…

La ligne de chemins de fer Hendaye – Bordeaux traverse la ville. La gare de Saint-Jean-de-Luz est à une cote altimétrique de 7 mètres NGF environ.

Le port de Saint-Jean-de-Luz – Ciboure.

Des routes départementales RD810 et la RD918 et la voirie communale.

Identification et caractérisation des potentiels de dangers

Le potentiel de dangers identifié correspond à :

- La création d'une brèche dans le seuil de garantie.
- La possibilité d'avoir franchissements ou surverses de l'ouvrage à cause d'un état de la mer exceptionnelle.

Caractérisation des aléas naturels

Aléa hydraulique

Dans le cas précis des digues maritimes, l'arrêté du 12 Juin 2008 ne précise pas les aléas à prendre en compte. Dans le cadre de cette étude nous nous appuierons sur la note du PATOUH[1] de 2007 et sur les éléments de réflexions relatifs à la révision du guide « PPR littoral » suite à la tempête Xynthia de février 2010. Ainsi la qualification de l'aléa rare ou exceptionnel prendra en compte non seulement la hauteur d'eau statique qui englobe les phénomènes de marée astronomique (Z_m), les surcotes (ΔZ_s) et le Set-up induit par les vagues (ΔZ_w) mais également une partie dynamique lié au déferlement des vagues à la côte dit « jet de rive » ou « swash ».

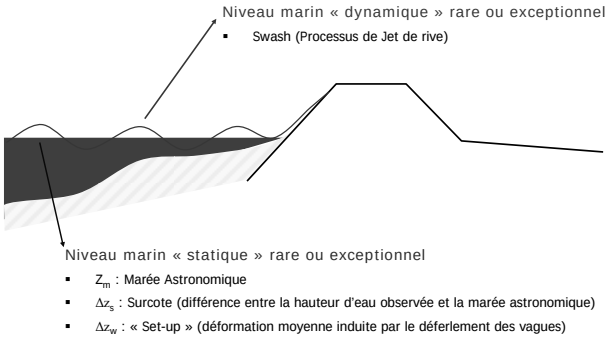


FIGURE 7: SCHEMA DE PRINCIPE DES NIVEAUX MARINS

Niveau marin statique. Les niveaux marins statiques englobent les phénomènes de marée astronomique (Z_m), de surcote (ΔZ_s) et le set-up induit par les vagues (ΔZ_w).

Les niveaux marins statiques « rares ou exceptionnels » ont été calculés en prenant en compte la marée astronomique, les surcotes de tempête et le set-up induit par les houles extrêmes.

Les niveaux de marées astronomique et de surcotes ont été déterminés sur les bases de l'état de l'art (SHOM[2]/ CETMEF[3] -) et via la mise en œuvre de calcul statistique sur les données du marégraphe de SOCOA.

[1] Pôle d'Appui Technique aux Ouvrages Hydrauliques
[2] Service Hydrographique et Océanographique de la Marine
[3] Centre d'études techniques maritimes et fluviales

Les niveaux de set-up ont été déterminés sur la base des états de mer extrêmes calculés au large de la côte basque et via la mise en œuvre des modèles de propagation emboités développés dans le cadre du projet européen INTERREG IVa LOREA.

La figure suivante présente les niveaux marins « rares ou exceptionnels » calculés pour différentes périodes de retour au niveau des points de contrôle (GP1 à GP7) situés au droit du seuil de garantie de St-Jean-de-Luz. Ainsi, pour une même période de retour, le niveau marin statistique varie peu (10 cm) à l'intérieur de la baie et présente des niveaux de l'ordre de 5,1 m CM pour une période de retour de 1 an et des niveaux de l'ordre de 5,8 m CM pour une période de retour de 10 000 ans.

Enfin, dans l'esprit des éléments de doctrine relatifs à l'élaboration des Plans de Prévention des Risques Littoraux (PPRL), une marge de sécurité de 20 cm liée à l'incertitude des modélisations est ajoutée (trait bleu gras), constituant de fait une première étape vers une adaptation au changement climatique.

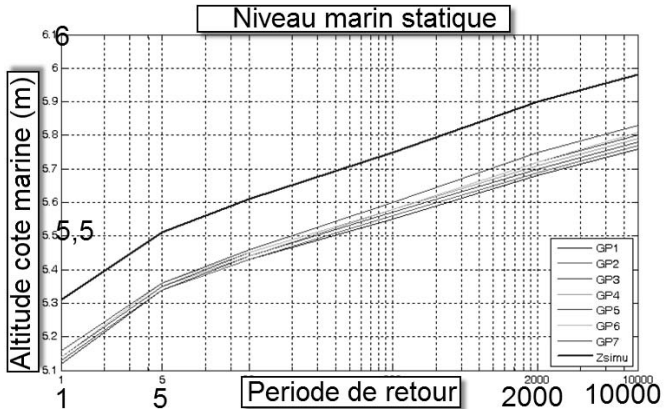


FIGURE 8: NIVEAUX MARIN STATIQUES – PERIODE DE RETOUR

Niveau marin dynamique. La définition donnée par l'Ifremer est la suivante : « Le jet de rive est une nappe d'eau, d'épaisseur décroissante vers le haut, qui monte sur un rivage, sous l'impulsion que lui a donné une vague lors de son déferlement ».

Les résultats de l'approche numérique « X-beach » sont synthétisées sur la figure 9.

Ainsi, on distingue 3 types de profils de plage qui engendrent des niveaux d'eau dynamiques différents :

- Les Profils GP1 à GP2 (profil type 01) et GP 3 (profil type 02) où les niveaux dynamiques extrêmes ne dépassent pas la crête de l'ouvrage
- Le profil GP4, qui correspond à la Pergola, où les niveaux dynamiques extrêmes peuvent atteindre la Pergola
- Les Profils GP5 à GP7 (profil type 03), où les niveaux dynamiques extrêmes peuvent occasionner des franchissements

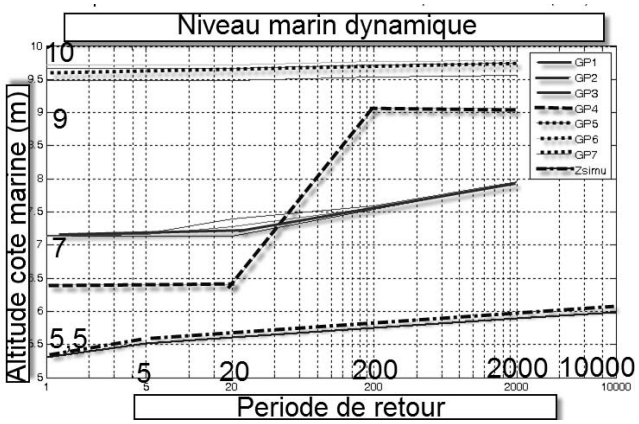


FIGURE 9: NIVEAUX MARIN DYNAMIQUE – PERIODE DE RETOUR

Aléa morphodynamique

Le modèle X-beach est ici utilisé pour appréhender l'aléa morphodynamique, c'est-à-dire l'influence de la configuration de la plage sur le niveau marin dynamique.

Ainsi, une simulation X-beach a été mise en œuvre sur un profil GP1 érodé de 1,5 m au pied du seuil de garantie (figure 10). Le trait noir plein correspond au profil érodé et le trait noir pointillé correspond au profil initial « réel ».

Le niveau marin dynamique atteint 11m dans la configuration érodée alors qu'il n'était que de 7,95m dans la configuration initiale.

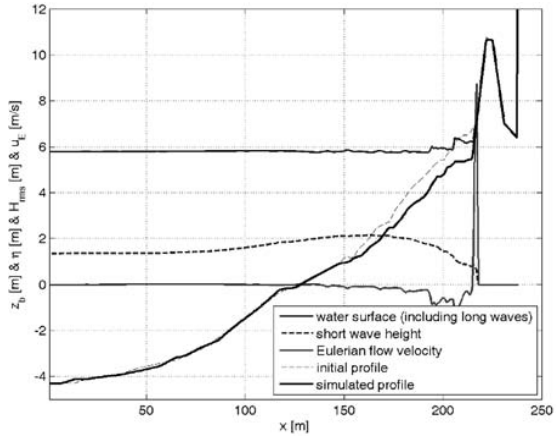


FIGURE 10: RESULTATS DE LA SIMULATION X-BEACH

Aléa sismique

On note que le site est situé en zone 3 d'aléa modérée suivant la nouvelle carte de l'aléa sismique de la France.

Aléa tsunami

Il n'y a aucun tsunami constaté sur la cote basque.

Autres aléas
Vent, gel et pluie.

Etude accidentologique et retour d'expériences

Avant les années 1860-1880 et la construction de brise-lames de Socoa de l'Artha et de Sainte Barbe, de nombreux incidents ou ruptures émaillent l'histoire du seuil de garantie (22 janvier 1749, 1761, 1767, 1770, 1773, 1774, 1776, 1779, 1822). La construction des 3 brises lames apportent une amélioration significative. Depuis leur construction, on déplore un seul accident : l'ouverture d'une brèche à l'extrémité sud du seuil de garantie lors de la tempête de 1951. Depuis le seuil a été renforcé par un parafouille constitué par un rideau de palplanches et une paroi berlinoise.

Identification et caractérisation des risques

L'analyse des risques est faite par une méthode de type Analyse Préliminaire des risques (APR) et une analyse des arbres d'évènements et de défaillance.

Mécanismes de défaillance, scénarios de défaillance et probabilité d'occurrence du profil type 01
Risque de surverse sur crête. D'après l'analyse des sollicitations marines et la géométrie du seuil de garantie, le risque de surverse est extrêmement peu probable.
Sur les figures suivantes, sont représentés les niveaux de la mer statique (bleu) et dynamique (rouge) avec une période de retour de 10000 ans. Dans tous les cas le niveau marin ne dépasse pas la crête du seuil.
Le cas de surverse sur crête est défini avec le niveau de mer statique. Le niveau dynamique sera utilisé pour le cas de risque de franchissements ponctuels.

Risque de franchissements ponctuels sur crête. Le niveau dynamique est utilisé pour le cas de risque de franchissements ponctuels. Le scénario de franchissement sur les profils type 1 et 2 est un événement très improbable (T>10000ans).
Le scénario de franchissement sur le profil type bâtiment « La Pergola » est un événement courant (T>10).
Le scénario de franchissement sur le profil type 3 est un événement fréquent (T>1an).

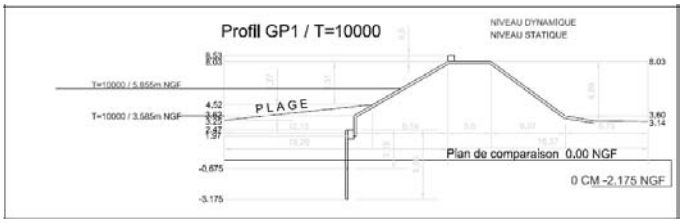


FIGURE 11: PROFIL TYPE 01 – NIVEAU MER T=10000 ANS

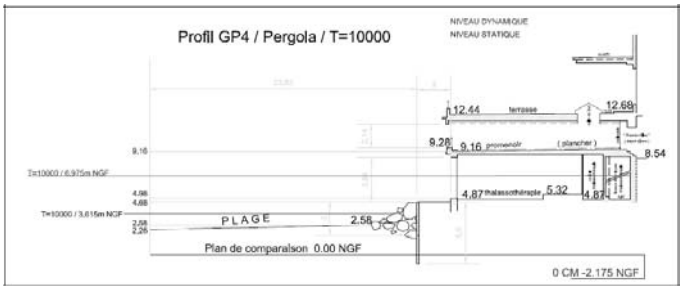


FIGURE 12: « LA PERGOLA » – NIVEAU MER T=10000

Risque d'affouillements au pied du seuil. Disparition du sable. L'étude de risque d'affouillement en pied du seuil de profil type 01 présente une interrogation sur la stabilité de la structure de digue en cas d'érosion de la plage. Les parois berlinoises n'étant pas dimensionnées en cas d'érosion du sable, il est constaté la possibilité d'une éventuelle rupture de ces parois. Ces ruptures qui nuiraient à la stabilité d'ensemble du seuil et donc à son rôle de protection de la ville en cas de montée des eaux.
La concomitance des actions forte tempête et affouillement de la plage a été évaluée avec une probabilité d'occurrence d'événement improbable (le contrôle et suivi du sable de la plage que la mairie de Saint-Jean-de-Luz fait actuellement a été pris en compte).

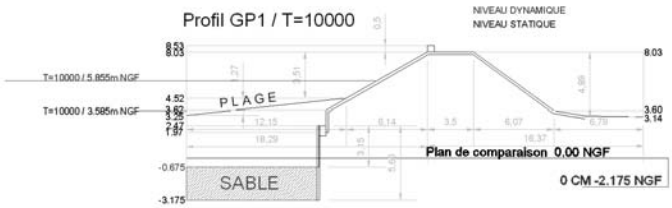


FIGURE 13: PT 01 – NIVEAU MER T=10000 ANS – AFFOUILLEMENT 0.6 M

Risque d'infiltration d'eau. La digue de profil type 1 est une digue en sable, protégée par un perré. Le perré côté plage a un double rôle de protection contre l'érosion externe et d'étanchéité. La stabilité de la digue est gravement affectée par la perte d'étanchéité du perré.

La méthodologie utilisée pour évaluer ce risque est la suivante :

1. Calcul de la stabilité de la digue sans perré étanche, démontrant l'importance d'un parement étanche.
2. Calcul de la stabilité pour une digue perméable avec parement.
3. Calcul de la stabilité pour une digue imperméable avec parement.

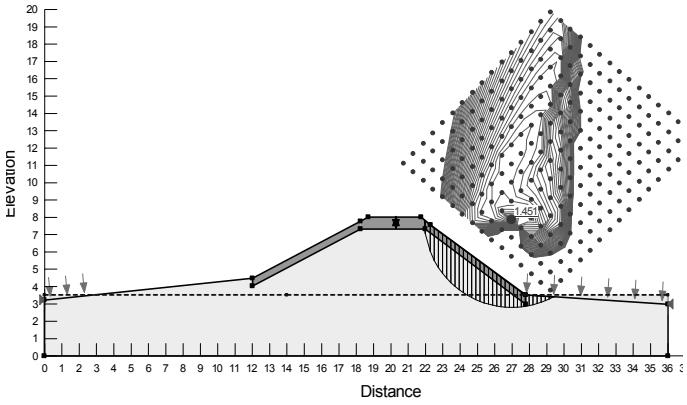


FIGURE 14: CERCLE GLISSEMENT- CAS03

Dans ces conditions le coefficient de sécurité minimal est de 1,5 ; le cercle de glissement associé est représenté ci-dessus.

Intensité et cinétique de l'inondation du profil type 01

La cartographie suivante expose les différentes altimétries du centre ville à considérer afin d'évaluer les éventuelles zones inondables du centre de Saint-Jean-de-Luz.

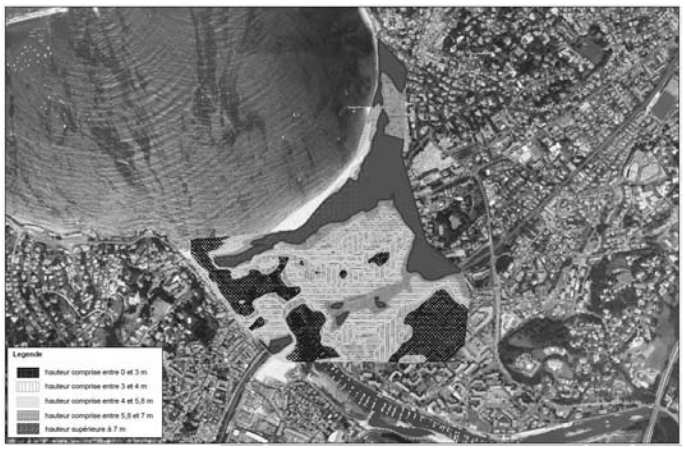


FIGURE 15: ALTIMETRIE DU CENTRE VILLE DE SAINT-JEAN-DE-LUZ

Ci-dessous, un tableau récapitulatif du nombre de personnes impactées par d'éventuelles inondations.

L'élévation du niveau de la mer étant évaluée à 3,585m NGF, la population impactée est donc considérée pour les deux premières zones (0 < z < 3 m; 3 < z < 4 m). Soit un total de 232 personnes.

TABLEAU 2: ESTIMATION DES POPULATIONS CONCERNEES

Altimétrie z (m)	Legende carte	Surface (km²)	Population Concernée	Population Concernée RDC
0 < z < 3		0,1812	414,2	138,1
3 < z < 4		0,3038	694,4	231,5
4 < z < 5.8		0,5149	1176,9	392,3
5.8 < z < 7		0,6101	1394,5	464,8
7 < z		0,7814	1786,0	595,3

Données	
Population Totale	1786
Surface Totale (km²)	0,7814
Proportion de Poulation vivant au RDC	1/3

Submersion en niveau statique. Le niveau d'affouillement considéré est équivalent à l'amplitude de la houle maximale Hs arrivant sur l'ouvrage [4]. Cette considération nous permet de faire l'hypothèse d'une érosion du sable à la cote 0,5m NGF. L'affouillement du pied de seuil provoque un basculement de la digue qui permet une ouverture de brèche de largeur L.

Hypothèses de calcul du débit [3] et [5]:

- Déversoir à crête épaisse $h1/C < 1{,}5$ et longueur longitudinale L finie
- Crête arrondie et écoulement noyé sans contraction latérale

Ce qui nous amène au calcul de débit suivant :

$$Q = \mu C_v L \frac{2}{3}\sqrt{\frac{2g}{3}}\, h_1^{3/2}$$

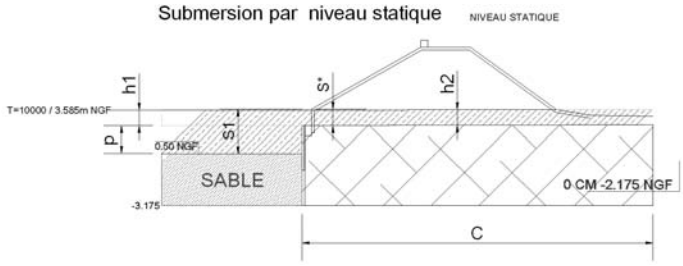


FIGURE 16: COUPE DE PRINCIPE – SUBMERSION STATIQUE

Nous comparons le volume entrant pendant une période de marnage calculé au volume inondable explicité dans le tableau 2.

En fixant le paramètre profondeur d'affouillement, il est possible de déterminer la largeur de brèche L minimale afin de permettre le remplissage de la zone inondable.

L'inondation complète est atteinte pendant une période de marnage pour une brèche mesurant au minimum 3,35m de large.

Submersion en niveau dynamique. La méthode de calcul du niveau d'affouillement du pied et de l'ouverture de brèche est la même que pour le cas statique.

Pour le marnage de la partie dynamique, lorsque la houle arrive au niveau de la brèche (toutes les 14 secondes), le débit calculé comprend la surcote engendrée (surcote évaluée à 2,27m = 5,855m NGF – 3,585m NGF pour le cas T=10000) Les hypothèses de calcul de débit sont les mêmes que pour le cas statique.
Le volume d'eau inondé est atteint, pendant une période de marnage avec une élévation ponctuelle du niveau d'eau toutes les 14 secondes jusqu'au niveau dynamique, pour une brèche mesurant au minimum 2,61m de large.

Les observations sur site permettent de définir sur les zones à risque vis-à-vis de l'affouillement. On remarque que les courants présents au niveau de la plage lors de grande marées créent des affaissements du niveau de sable sur des largeurs d'au moins 20 mètres. Soit des largeurs d'affouillement minimum de 20m au droit de la paroi berlinoise. Ces affouillements, comme nous l'avons montré en *Risque d'affouillement au pied du seuil – Disparition du sable,* peuvent être à l'origine de brèches dans le seuil. Brèche qui mesurerait donc au minimum 20 m de large comme nous l'avons défini de manière visuelle.
En conclusion d'après les résultats des calculs démontrant, pour les deux cas étudiés un risque d'inondation pour des brèches de faible largeur (3,35m pour le calcul en submersion par niveau statique, 2,61m pour le calcul en submersion par niveau dynamique), il en résulte que l'apparition d'une brèche dans le seuil induit un risque très important d'inondation de la zone considérée. Soit environ 232 personnes touchées.

Etude de réduction des risques

Rechargement du sable sur la plage et contrôle
Le rechargement des plages et le contrôle préalable régulier du niveau de sable permettent une réduction de l'occurrence de l'évènement d'affouillement en pied de digue et aux conséquences engendrés.

Nous évaluons l'évolution de la largeur de plage dans le cas d'une concomitance d'une forte houle avec une marée astronomique et une surélévation du niveau de la mer (T=10000ans).

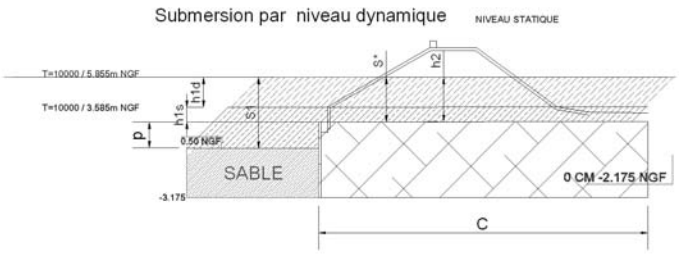


FIGURE 17: COUPE DE PRINCIPE – SUBMERSION DYNAMIQUE

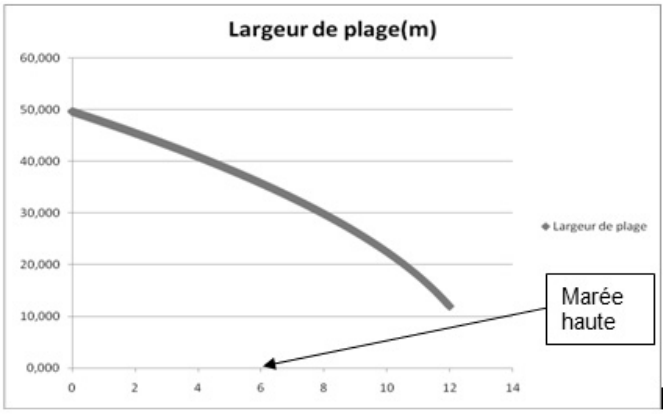


FIGURE 18: EVOLUTION DE LA LARGEUR DE PLAGE EN FONCTION DU TEMPS - CAS INITIAL

L'étude sur une période de marnage montre que, les dimensions de la plage diminuent fortement. Par contre la plage ne disparait pas complètement, il en reste suffisamment pour respecter les valeurs limites de stabilité de la digue (voir figure 14).
Le rechargement supplémentaire sur 20 m permet d'obtenir une largeur de plage sécurisante en fin de marnage, autour de 50m.

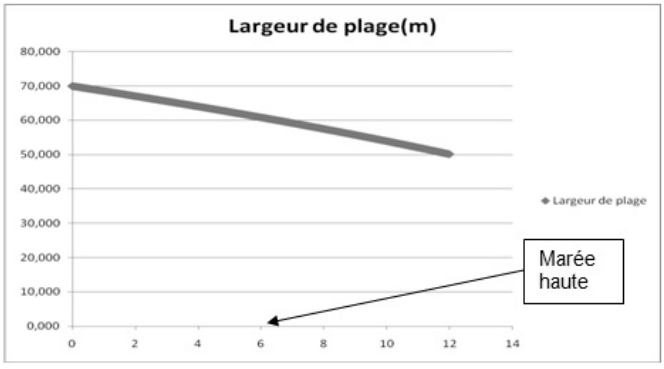
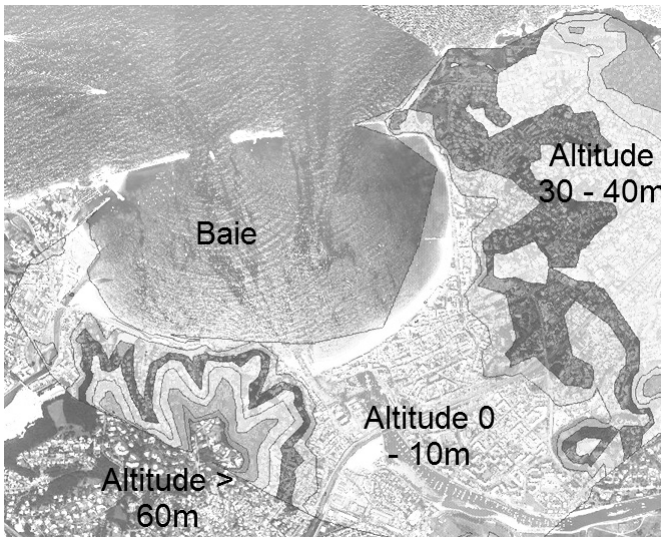


FIGURE 19: EVOLUTION DE LA LARGEUR DE PLAGE EN FONCTION DU TEMPS – CAS DE PLAGE RECHARGEE

Limitation de la gravité des effets de jets de rives (profil type 03)
Afin de limiter les débits de franchissement sur les profils exposés du seuil de garantie de Saint-Jean-de-Luz, la mise en

place d'un écran de protection ou d'un reprofilage du parapet existant est proposée.



Zone	Altitude (mNGF)	Superficie (km²)
	0 à 10	2
	10 à 20	0.6
	20 à 30	1
	30 à 40	1.4
	40 à 50	0.4
	50 à 60	0.3
	60 à 64	0.02

FIGURE 20: LOCALISATION DES ZONES DE PROTECTION

Contrôle et entretien de l'état du perré
Le contrôle de l'état du parement coté mer de l'ouvrage permet de réduire la probabilité d'occurrence de l'événement « rupture progressive du perré », et donc les risque associé.

La surveillance et le contrôle doivent avoir une périodicité du type :

- trimestriel et
- à la suite d'événement climatique majeur,

Le contrôle photographique et l'archivage précis des observations permettra de mettre en place un dispositif de suivi efficace des structures et un retour d'expérience sur les dommages subis et les travaux de renforcement réalisés.
Au moindre signe de faiblesse, le perré doit être reconstitué dans les plus courts délais, afin d'éviter l'infiltration d'eau à l'intérieur du seuil.

Amélioration du Plan de prévention
L'amélioration du plan de prévention agit directement sur la composante gravitée de la classe de risque. Après avoir analysé le dispositif du Plan de Prévention de la ville de Saint-Jean-de-Luz, il est proposé un axe d'amélioration pour assurer d'une part une meilleure réactivité de la population et d'autre part la connaissance des zones de sécurité.
Les consignes d'amélioration proposées sont les suivantes :

- Information à la population de l'existence d'un plan de prévention ;
- Récolte des numéros de portables et e-mail de la population, afin d'utiliser ces informations comme un moyen d'avertissement au moment de déclencher l'alerte ;
- Recensement des personnes à faible mobilité ou handicapés dans le but de prévoir un plan d'aide particulier en cas d'alerte;
- Installation d'un dispositif de sirènes ;
- Transmission à la population des consignes à suivre en cas de risque d'inondation de la ville.

Conclusion

L'analyse des risques a souligné l'importance des points suivants :

- La construction des 3 brises lames apportent une amélioration significative ;
- Contrôle des profils des plages et rechargement en sable : la plage est une composante importante du système de protection vis-à-vis du risque d'affouillement ;
- Contrôle de l'état du perré : la surveillance, le contrôle et l'entretien du perré sont déterminant pour s'assurer de la résistance de l'ouvrage vis-à-vis de l'érosion externe ;
- Eléments réducteurs des jets de rive : Afin de limiter les débits de franchissement ;
- Amélioration du plan de prévention : réduire le risque de l'évènement en limitant le nombre de personnes impactées.

References

[1] Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire (2007). Décret n° 2007 – 1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement.
[2] Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire (2008). *Circulaire du 8 juillet 2008. Contrôle de la sécurité des ouvrages hydrauliques au titre des dispositions mises en place par le décret 2007-1735 du 11 décembre 2007, pp9*.
[3] Notice sur les déversoirs – Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales
[4] Rock Manuel – Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales / CUR / Ciria
[5] « Discharge measurement structures » de Delft Hydraulics Laboratory

Méthodologie EDF de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire. Exemple d'application aux digues du Sierroz à Aix-les-Bains

EDF methodology for safety assessment of long linear embankment hydraulic structures. Example of application to the Sierroz levees in Aix-les-Bains

J.-R. Courivaud[1], B. Girard[1], J.-J. Fry[1]

[1] EDF-CIH, Le Bourget du Lac, jean-robert.courivaud@edf.fr

Résumé

Les études de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai ont pour objectif d'évaluer les marges de sécurité des ouvrages vis-à-vis de chacun de leurs trois modes de rupture potentiel, qui sont le cisaillement, l'érosion interne et l'érosion externe. Les conclusions de ces études permettent de définir ensuite des programmes de maintenance justifiés et optimisés, qui conduisent, dans les cas où les marges de sécurité s'avèrent insuffisantes, à définir des projets de confortement associés généralement à un renforcement de l'auscultation. Les treize étapes de la méthodologie générale mise en œuvre par EDF – CIH pour ces études de diagnostic de sûreté appliquée aux digues de protection contre les inondations sont tout d'abord présentées. Un exemple d'application de cette méthodologie sur les digues du Sierroz à Aix-les-Bains est ensuite décrit. A travers l'exemple de ces ouvrages, des problèmes génériques aux digues de protection contre les inondations, en France, ont été soulevés : absence de gestion prenant en compte la sûreté jusqu'à une période très récente, moyens limités du maître d'ouvrage pour assurer une maintenance à la hauteur des enjeux de sûreté, grignotage au fil du temps de l'emprise de la digue par des propriétés privées qui rend difficile les interventions de maintenance futures, marges de sécurité qui s'avèrent insuffisantes sous l'éclairage d'un diagnostic de sûreté et mise en évidence de l'insuffisance, voire très souvent de l'absence, de surveillance.

Abstract

The objective of safety assessment studies of embankment hydraulic structures is to assess the safety margins related to each of the three potential failure modes, which are shear, external erosion and internal erosion. Conclusions of these studies allow dam owners to define justified and optimized maintenance programs which lead, if the safety margins proved to be insufficient, to define rehabilitation works generally associated with an upgrading of the monitoring system. The thirteen steps of the general methodology used by EDF – CIH for these safety assessment studies applied to dikes for flood protection is firstly presented. Then, an example of application of this methodology to the Sierroz dikes in Aix-les-Bains, is shown. Through this example, widespread problems related to dikes for flood protection in France are pointed out: lack of safety management until a very near past, limited means of the dam owner to ensure maintenance adapted to safety issues, erosion through time of the dike area by private properties that induce difficulties for future maintenance works, unsatisfactory safety margins revealed by safety assessment studies and unsatisfactory surveillance.

Introduction

EDF exploite environ 500 km d'ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire, qui sont soit des barrages latéraux de canaux, principalement situés sur la Durance et sur le Rhin, soit des barrages d'aménagements fluviaux, principalement situés sur le Rhin. Le vieillissement de ces ouvrages accroit leurs besoins de maintenance afin de garantir à la fois leur sûreté et leur performance de production. Pour ces besoins de maintenance, mais aussi pour répondre aux exigences accrues des autorités de contrôle vis-à-vis de la justification de leur sûreté, EDF réalise un programme important d'études de diagnostic de sûreté sur ces ouvrages. Ces études ont pour objectif d'évaluer les marges de sécurité de chaque ouvrage vis-à-vis de chacun de ses trois modes de rupture potentiel, qui sont le cisaillement,

l'érosion interne et l'érosion externe. Le cisaillement représente les processus d'instabilité mécanique, qui sont l'instabilité par grand glissement, sous sollicitation statique ou dynamique (séisme), la liquéfaction et le poinçonnement. L'érosion interne représente les processus d'arrachement et de transport des grains de matériau constitutifs du remblai ou de sa fondation par un écoulement de percolation. L'érosion externe représente les processus d'arrachement et de transport du matériau constitutif du remblai par un écoulement à surface libre qui longe l'ouvrage (affouillement) ou qui vient passer par-dessus sa crête (érosion par surverse). Ces études amènent donc à conclure si un ouvrage, dans son état actuel, présente des marges de sécurité satisfaisantes ou non pour chacun de ses modes de rupture potentiels, pour un scénario de situations de chargements considéré. Les analyses qui mènent à ces conclusions ne peuvent pas se limiter à des dires d'expert sur la base des seules données existantes, mais recourent à une panoplie complète d'examens, reconnaissances, modélisations et calculs. EDF-CIH a développé et met en œuvre une méthodologie adaptée aux ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire. Cette méthodologie peut s'appliquer aussi bien aux ouvrages de grand linéaire à charge amont constante (barrages latéraux de canaux ou endiguements fluviaux) qu'aux digues de protection contre les inondations, tout en tenant compte des spécificités de ces deux types d'ouvrages. Les principales étapes de la méthodologie générale adaptée aux digues de protection contre les crues sont tout d'abord présentées, puis un exemple d'application concernant les digues du Sierroz à Aix-les-Bains est décrit.

1. Méthodologie EDF de diagnostic de sûreté des ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire

La méthodologie générale développée sur les barrages latéraux de canaux ou d'aménagement fluviaux a également été mise en œuvre par EDF – CIH pour le diagnostic de sûreté des digues de protection contre les inondations. Elle est décrite à travers les treize étapes qui amènent l'ingénieur à conclure sur les marges de sécurité de l'ouvrage.

1.1 Définition de l'emprise de la zone d'étude

La première étape de l'étude de diagnostic consiste à bien préciser et définir l'emprise de la zone d'étude, notamment par les extrémités amont et aval de l'ouvrage étudié et les limites des secteurs en remblai.

1.2 Choix du scénario des situations de chargement appliquées à l'ouvrage

Les trois types de chargement qui peuvent s'appliquer à l'ouvrage sont :

- ✓ le chargement hydraulique. C'est le niveau d'eau à l'amont et à l'aval de l'ouvrage ;
- ✓ le séisme ;
- ✓ le trafic, qui correspond à la pression exercée par un engin sur la crête de digue réalisant des travaux de réparation.

Les caractéristiques de chaque type de chargement ainsi que leur combinaison, pour lesquels on veut évaluer les marges de sécurité de l'ouvrage, doivent être définies. Le niveau de sécurité de l'ouvrage sera évalué pour un ensemble de situations (combinaisons) de chargement considérées, appelé ici scénario des situations de chargement. Les différentes situations de chargement à considérer, selon le type d'ouvrage, sont détaillées en [1].

1.3 Sélection des modes de rupture potentiels

Un ouvrage hydraulique en remblai peut être soumis à trois modes de rupture potentiels :

- ✓ le cisaillement, qui inclut l'instabilité par grand glissement sous sollicitation statique, l'instabilité due au séisme et le poinçonnement ;
- ✓ l'érosion interne ;
- ✓ l'érosion externe, qui inclut l'érosion par surverse et l'affouillement.

A partir du scénario de situations de chargement retenu, les modes de rupture potentiels pertinents sont sélectionnés.

1.4 L'enquête documentaire préalable

Issue de la terminologie employée dans les Eurocodes, l'enquête documentaire préalable est la collecte et l'analyse des données, concernant le site et son ouvrage, recueillies dès le démarrage de son projet jusqu'à maintenant par le maître d'ouvrage et ses conseils. Il s'agit d'une étape incontournable du diagnostic de sûreté, qui permet de prendre connaissance du site et de ses dangers, de l'ouvrage et notamment de ses pathologies éventuelles, à travers l'historique de son environnement, du projet, de sa construction et de son exploitation. Les documents et informations orales à recueillir au cours de cette étape concernent :

- ✓ les données géologiques, qui incluent une synthèse du contexte géologique et des reconnaissances antérieures menées sur le site ;
- ✓ les données géomorphologiques, qui permettent d'identifier les secteurs où le tracé des digues intercepte d'anciens méandres du cours d'eau. En effet, les brèches observées dans ces ouvrages sont souvent localisées au niveau d'anciens bras ou méandres de la rivière, caractérisés par une fondation superficielle constituée de matériaux sédimentaires plus érodables que le terrain naturel. Ces intersections entre la digue et d'anciens cours du lit constituent donc des zones de faiblesse pour les digues qu'il convient d'essayer d'identifier à l'aide de documents cartographiques antérieurs à la construction des ouvrages.
- ✓ les données de conception, qui incluent, en dehors de l'étude géologique, l'étude hydrologique, la définition du

projet (géométrie, matériaux constitutifs du remblai, dimensionnement hydraulique) sous forme de textes et/ou de plans, sa justification vis-à-vis des modes de rupture potentiels ainsi que les spécifications ;

- ✓ les données sur la construction, qui sont les données relatives au suivi de la réalisation de l'ouvrage : rapports de chantier, plans de récolement, documents photographiques du chantier, rapports d'essais de laboratoire pour le contrôle des matériaux, incidents ou difficultés intervenus durant les travaux en lien avec la sûreté de l'ouvrage. Préconisations émises pour la construction (choix et contrôle des matériaux, dispositions pour le compactage,…) ;
- ✓ les données sur l'exploitation de l'ouvrage : maintenance, surveillance et sûreté. Ces données incluent les chargements hydrauliques appliqués à l'ouvrage depuis sa mise en eau, la maintenance effectuée sur les barrières de défense de l'ouvrage (protection du talus amont, étanchéité, filtration/drainage, stabilité, évacuation), les données relatives à la surveillance (consigne de surveillance, comptes-rendus des examens visuels périodiques, rapports de surveillance ou d'auscultation, rapports de VTA - Visites Techniques Approfondies - selon la classe de l'ouvrage, ainsi qu'une enquête orale menée auprès des personnels en charge des examens visuels périodiques), les rapports d'évaluation de la sûreté de l'ouvrage, selon sa classe : EDD – Etude de Dangers – et RS – Revue de Sûreté.

La collecte et l'analyse de ces données sont ensuite synthétisées dans un modèle accompagnateur du projet, qui sera affiné tout au long de l'étude de diagnostic de sûreté. Ce modèle accompagnateur de projet contient cinq modèles :

- ✓ un modèle géométrique. Il définit la position et les dimensions de l'ouvrage en prenant en compte les tassements. Il a pour objectif de justifier les profils-types qui seront à calculer (zonage et stratification des matériaux de remblai) à partir du regroupement des tronçons du modèle géologique, selon la ressemblance des terrains et de leur résistance ;
- ✓ un modèle géologique. Il représente la synthèse de l'implantation et de la nature géologique des divers types de formations présentes dans la fondation. Il propose un découpage de la fondation en tronçons homogènes. Le modèle géologique a pour objectif de répondre aux questions suivantes :
  - o la fondation est-elle résistante ?
  - o La fondation est-elle déformable ?
  - o La fondation est-elle perméable ?
  - o La fondation est-elle érodable ?
- ✓ un modèle géotechnique. Il définit les caractéristiques de résistance mécanique des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation. Ces propriétés mécaniques sont : le poids volumique humide, la cohésion effective, l'angle de frottement effectif et le module ;
- ✓ un modèle hydraulique. Il définit les propriétés hydrauliques des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation (perméabilités et coefficients des courbes hydriques) ainsi que les conditions aux limites hydrauliques ;
- ✓ un modèle environnemental. Il définit les zones de protection environnementale du site. Il rappelle les zones qui sont sujettes à autorisation de travaux et les contraintes exercées par l'environnement sur les travaux de réparation.

1.5 L'examen visuel

L'examen visuel permet à l'ingénieur de vérifier sur place la pertinence des informations collectées au cours de l'enquête documentaire préalable. Cet examen visuel comporte quatre objectifs :

- ✓ identifier les indicateurs de défaillance, chaque indicateur de défaillance étant relié à un mode de rupture potentiel ;
- ✓ valider ou à défaut compléter le bilan d'état des barrières de défense effectué dans l'enquête documentaire préalable par l'analyse des indicateurs de défaillance observés.
- ✓ enregistrer toute information complémentaire aux données de l'enquête documentaire préalable (matériaux constitutifs des ouvrages, impacts climatiques, dégradation des matériels, etc.) ;
- ✓ identifier les zones à reconnaître et les méthodes de reconnaissance adaptées au site et aux matériaux.

1.6 Analyse et synthèse des données collectées

Les données collectées au cours de l'enquête documentaire préalable et de l'examen visuel sont synthétisées dans un outil simple, mais très efficace, appelé schéma itinéraire. Il s'agit d'un tableau comportant en colonne l'abscisse kilométrique (par pas de 100 m) le long de l'ouvrage et en ligne, les différentes sources de données collectées. Cette représentation des informations permet, pour chaque abscisse kilométrique, de visualiser très rapidement des convergences entre différentes sources d'informations. Ce premier travail de synthèse consiste à découper la digue en tronçons homogènes. L'expérience montre que ce découpage ne peut pas être très fin, par manque de données. Il convient de rester très générique (découpage par type de profil-type, par nature de fondation très différente) en vue de définir la campagne de reconnaissances par rapport aux lacunes ou aux doutes sur chaque tronçon.

1.7 Reconnaissances

Les reconnaissances permettent de compléter les données d'entrée pour constituer les modèles de l'ouvrage. Elles incluent un levé topographique, éventuellement un levé bathymétrique, des reconnaissances géophysiques et des reconnaissances géotechniques.

1.7.1 Levé topographique

L'objectif du levé topographique est double : fournir les données d'entrée pour la définition du modèle géométrique de l'ouvrage et renseigner sur la présence d'anomalies géométriques qui peuvent être des indicateurs de désordres : tassements sur la crête, profils de glissement sur le talus aval ou le talus amont.

1.7.2 Bathymétrie

Les objectifs de la bathymétrie sont, pour les digues de protection contre les inondations, de localiser les zones d'érosion et celles d'accrétion et d'évaluer la pente du pied du talus amont pour analyser sa stabilité (le recours à la bathymétrie pour les digues de protection contre les inondations dépend de la configuration de l'ouvrage par rapport au ségonal et à la localisation du lit mineur du cours d'eau par rapport à la digue).

1.7.3 Reconnaissances géophysiques

Pour les digues de protection contre les inondations, l'objectif des reconnaissances géophysiques est l'identification des terrains en place sur l'ensemble de la zone étudiée, en cas d'absence de données géotechniques, par des reconnaissances globales. Ces reconnaissances économisent de nombreux sondages carottés, afin d'identifier d'une part les tronçons homogènes du corps de remblai et de sa fondation et d'autre part les hétérogénéités.

Pour les ouvrages hydrauliques en remblai à charge amont permanente, les reconnaissances géophysiques couvrent également un second objectif de caractérisation des fuites par des reconnaissances locales. Ce point n'est pas traité dans cette communication.

1.7.4 Reconnaissances géotechniques

L'objectif des reconnaissances géotechniques est de préciser les modèles géologiques, géotechniques et hydrauliques de l'ouvrage en fournissant la valeur des grandeurs caractéristiques nécessaires à l'analyse (résistances, perméabilité, déformabilité). Ces reconnaissances comprennent des essais in situ et des essais de laboratoire.

Les reconnaissances in situ comprennent tout ou partie des essais suivants :

- ✓ des sondages carottés. La colonne continue de sols remontée lors d'un sondage carotté permet d'effectuer des observations d'ordre géologique (en particulier, établissement d'une coupe lithologique), d'ordre hydraulique (profondeur du toit de la nappe) et permet d'effectuer des essais de laboratoire destinés à l'identification des sols, à la détermination des paramètres de résistance mécanique et des paramètres de résistance à l'érosion. Pour les sols graveleux, la perméabilité est souvent déterminée à partir des résultats de la granulométrie.
- ✓ Des sondages pénétrométriques, CPT (Cone Penetration Test) si le sol le permet (sol sableux, limoneux ou argileux avec peu d'éléments grossiers et une compacité faible à moyenne), SPT (Standard Penetration Test) si le sol est plus grossier ou plus compact. Ces essais ont pour objectif principal de détecter des zones faibles au sein de l'ouvrage et de sa fondation non seulement vis-à-vis du risque d'érosion interne mais aussi du risque de liquéfaction. Ils permettent par exemple d'identifier des lentilles de sols sableux et lâches, donc facilement érodables et potentiellement liquéfiables, au sein d'un remblai constitué de matériaux plus grossiers et résistants. D'autre part, ces essais sont moins coûteux que les sondages carottés. S'ils sont compatibles avec la nature du sol constitutif du remblai et de la fondation, il est donc intéressant de privilégier ces essais, avec un nombre limité de sondages carottés, dont la fonction sera principalement d'étalonner l'interprétation des essais pénétrométriques.
- ✓ Des sondages destructifs avec enregistrement de paramètres (DEP). Ces essais consistent à désagréger le sol à l'aide d'un outil adapté et à remonter vers la surface les débris, appelés cuttings en anglais, à l'aide d'un fluide. D'un coût modéré, les DEP sont employés en cas de blocage des CPT ou des SPT. Ils sont utiles pour valider une structure stratigraphique de remblai bien organisée mise en évidence par les reconnaissances géophysiques (par exemple une superposition de couches de sols très différentes – limons et graves grossières - avec des interfaces bien nettes et d'extension importante). Ils sont alors réalisés en quantité importante (par exemple un DEP tous les 50 m ou tous les 100 m) pour valider le modèle géophysique (extension spatiale et profondeur des couches).
- ✓ Des essais de Perméafor**.** L'essai Perméafor, mis en œuvre par le LRPC de Blois, combine un essai pénétrométrique, avec une mesure de la résistance à la pénétration et un essai d'eau, effectué par pas de 20 cm sur la verticale. C'est le seul essai d'eau qui permette d'accéder à une diagraphie de la perméabilité du sol en fonction de la profondeur. Il mesure plus précisément l'injectabilité du sol en fonction de la profondeur. L'injectabilité est définie par le rapport Q / H', Q étant le débit injecté et H' la charge d'eau subie par le sol au niveau de la crépine corrigée des pertes de charge. Cet essai permet d'identifier les variations d'injectabilité tout au long du forage, ce qui donne une indication sur les variations de perméabilité en fonction de la profondeur, sur le lieu du forage. La bonne corrélation qui existe entre perméabilité et injectabilité des sols pulvérulents permet de déduire de ces mesures d'injectabilité un profil de perméabilité sur la verticale.
- ✓ Des essais de cisaillement au phicomètre. Ces essais permettent de déterminer les paramètres de résistance du sol in situ, φ_i et c_i. Des corrélations permettent de déduire

les caractéristiques de résistance effectives, φ' et c', en fonction de φ_i et c_i. Les résultats de ces essais peuvent néanmoins être trop dispersés pour être utilisables. Leur interprétation est impérativement à comparer avec celles d'essais triaxiaux monotones sur des échantillons carottés tout près du lieu de l'essai phicométrique.

✓ Des essais pressiométriques, qui permettent de déterminer le module pressiométrique, qui constitue une donnée d'entrée pour les calculs de tassement résiduel du remblai.

Les essais de laboratoire comprennent :
- des essais d'identification des sols constitutifs du remblai et de sa fondation ;
- des essais triaxiaux monotones, dont l'objectif est de déterminer les résistances des sols en place pour constituer le modèle géotechnique de l'ouvrage ;
- des essais oedométriques qui mesurent la déformabilité verticale d'un sol cohérent sans déplacement horizontal. Ces essais sont utiles pour mesurer la capacité d'effondrement par imbibition. Ils détectent les sols qui peuvent laisser des cavités ou des zones lâches au niveau de la surface libre suite au tassement différentiel entre zone saturée et non saturée ;
- des essais triaxiaux cycliques, dont l'objectif est de déterminer le potentiel de liquéfaction des sols fins ;
- des essais d'érosion, Jet Erosion Test (JET) et Hole Erosion Test (HET). Ces essais permettent de déterminer le coefficient de cinétique d'érosion (K_D) et la contrainte critique d'érosion (τ_c) de l'échantillon de sol testé. Ces paramètres constituent des données d'entrée pour l'analyse du risque d'érosion interne et d'érosion par surverse.

1.8 Synthèse des données

A l'issue des reconnaissances, le niveau de connaissance accumulé permet de finaliser le modèle accompagnateur de projet à travers les cinq modèles de l'ouvrage décrits précédemment, de confirmer les profils où les risques de cisaillement, d'érosion externe et d'érosion interne doivent être étudiés et d'évaluer l'état des barrières de défense dans ces sections.

1.9 Analyse du risque de rupture par instabilité de type grand glissement sous sollicitation statique

L'analyse de la stabilité des talus amont et aval de l'ouvrage débute par un calcul d'écoulements pour chaque condition de chargement hydraulique considérée et pour chacune des sections transversales de l'ouvrage retenues dans le modèle accompagnateur du projet. Ce calcul est une modélisation par éléments finis 2D verticale qui permet d'estimer à chaque pas de temps, le champ des pressions interstitielles, des gradients hydrauliques et des vitesses moyennes d'écoulement de percolation (vitesse de Darcy) dans le remblai et sa fondation en résolvant les équations de l'hydraulique dans un milieu poreux (équation de Richards) et les conditions aux limites associées. Ce calcul est réalisé à EDF-CIH à l'aide du code NS2D PC 1.0.

Les pressions interstitielles aux nœuds du maillage par éléments finis déterminées par le calcul d'écoulement à l'instant le plus défavorable sont ensuite utilisées comme données d'entrée du code Talren 4, qui calcule la stabilité (cisaillement statique) afin de déterminer les cercles de glissement et les facteurs de sécurité associés. En l'absence de grands contrastes de rigidité au sein du remblai et de sa fondation, ce qui est le cas le plus fréquent, la stabilité est étudiée par la méthode de Bishop, qui est une approche de calcul d'équilibre limite par la méthode des tranches et qui repose sur l'hypothèse d'une rupture circulaire.

1.10 Analyse du risque de rupture par liquéfaction du matériau constitutif du remblai et/ou de sa fondation

Les conditions pour lesquelles une digue de protection contre les crues doit faire l'objet d'une analyse du risque de rupture par liquéfaction sont détaillées dans les recommandations du groupe de travail sur le risque sismique et les ouvrages hydrauliques [2]. Du fait que le risque sismique n'est pas corrélé avec le risque de crue, l'analyse du risque de liquéfaction pour ce type d'ouvrage ne concerne, en pratique, que les matériaux de la fondation, exceptée pour les cas particuliers où la rivière est « perchée » au-dessus de la plaine. L'analyse du risque de liquéfaction peut-être menée selon deux approches :

✓ l'analyse des essais pénétrométriques in situ CPT ou SPT ;
✓ les essais triaxiaux cycliques, menés sur des échantillons de sols prélevés par un sondage carotté.

1.11 Analyse du risque de rupture par érosion externe

1.11.1 Erosion externe du talus aval par surverse

Le risque d'érosion externe par surverse est actuellement traité de manière qualitative, à dire d'expert, à partir, d'une part de la comparaison du profil en long de l'altitude de la crête de digue et de la ligne d'eau correspondant au chargement hydraulique considéré et d'autre part, des résultats des essais d'érosion JET et HET, qui caractérisent la résistance à l'érosion du matériau constitutif du remblai, pour les matériaux fins. Dans un avenir proche, cette analyse sera approfondie par des modélisations simplifiées mais néanmoins basées sur la physique, représentant l'évolution du processus d'érosion externe au cours du temps, en fonction d'un chargement hydraulique donné et des paramètres de résistance à l'érosion du sol constitutif du remblai, issus des essais de JET et HET.

1.11.2 Erosion externe du talus amont par affouillement

L'érosion externe par affouillement désigne le processus d'érosion du pied du talus amont de la digue par l'écoulement du cours d'eau, qui peut amener à un effondrement de ce talus et ensuite à la formation d'une brèche. Ce risque est analysé en déterminant à l'aide de la

formule d'Isbach le risque d'érosion des matériaux constitutifs du pied du talus amont, dont une estimation préalable du D_{50} est nécessaire.

1.12 Analyse du risque de rupture par érosion interne

L'étude du risque d'érosion interne est menée selon les six étapes suivantes ([3] et [4] et en cohérence avec les travaux du projet national ERINOH et du futur guide CIGB sur l'érosion interne) :

1. Localisation et initiation de l'érosion interne. L'identification des zones privilégiées pour l'initiation de l'érosion interne menée lors de la synthèse de l'enquête documentaire préalable et de l'examen visuel est précisée et complétée à l'aide des résultats des reconnaissances. Cette localisation est suivie de l'analyse du risque d'initiation de l'érosion interne, menée pour chacun des quatre modes d'initiation qui sont :
   - L'érosion dans une fuite concentrée. L'écoulement interne érode les lèvres de la fissure ou érode une zone de forte perméabilité dans une couche de matériaux grossiers mal compactés.
   - L'érosion régressive. L'écoulement interne ressort au niveau d'une surface libre – en air ou en eau – et entraîne à cet endroit une érosion.
   - La suffusion. L'écoulement interne érode les matériaux fins sans entraîner les matériaux les plus grossiers.
   - L'érosion de contact. L'écoulement interne érode la couche de matériaux fins au contact de la couche de matériaux grossiers.
2. Détermination des situations à risque, c'est-à-dire des combinaisons de chargement pour lesquelles l'érosion interne a le plus de chance de se développer et d'évoluer vers une pathologie grave.
3. Absence de filtration. Cette étape consiste à déterminer le degré de rétention du filtre, si l'ouvrage en est muni, ou à défaut, de la recharge aval.
4. Conditions de progression de l'érosion interne, qui peut conduire, selon le type d'initiation, à un renard hydraulique ou à des pathologies à cinétique plus lente (instabilité par grand glissement du talus aval, tassements de la crête,…).
5. Diagnostic de la barrière de défense surveillance, qui a pour objectif d'évaluer si la surveillance en place est en mesure de détecter l'érosion interne en phase de progression bien avant d'atteindre une situation irréversible pour la sécurité de l'ouvrage, en situation normale comme dans les situations de chargement de projet.
6. Conclusions sur les marges de sécurité de l'ouvrage vis-à-vis du mode de rupture potentiel érosion interne.

1.13 Conclusions sur les marges de sécurité de l'ouvrage

En conclusion, les marges de sécurité vis-à-vis de chaque mode de rupture potentiel sont rappelées sous la forme d'un diagnostic global du niveau de sûreté présenté par l'ouvrage. En cas de marge de sécurité insuffisante, des recommandations sont formulées au maître d'ouvrage pour réaliser un confortement généralement associé à un renforcement de la surveillance, afin de redonner à l'ouvrage des marges de sécurité satisfaisantes.

2. Exemple d'application aux digues du Sierroz à Aix-les-Bains

2.1 Contexte de l'étude

Le Sierroz est un affluent du lac du Bourget qui traverse Aix-les-Bains avant son embouchure dans le lac. Sur un tronçon de 400 m de longueur, situé entre le pont Rouge et la voie SNCF, ce cours d'eau est endigué sur ses deux rives. Ces ouvrages sont des digues de classe C, qui protègent un secteur pavillonnaire où vivent un peu moins de mille habitants. L'étude hydraulique réalisée dans le cadre du PPRI du bassin d'Aix-les-Bains, qui avait pour objet de simuler les écoulements dans le Sierroz pour la crue de protection (crue centennale) ainsi que les inondations associées à la propagation de cette crue, a considéré des hypothèses de formation de brèches dans ces digues ou d'effacement des digues jusqu'à une certaine cote d'arase.

Ces hypothèses ont amené à prédire, dans le cadre de cette simulation numérique, des inondations dans les secteurs pavillonaires situés en arrière de ces digues, ce qui a conduit le PPRI à définir des zones de grand danger et des zones inondables inconstructibles (zones rouges). Suite à la réalisation de ce PPRI, la ville d'Aix-les-Bains a demandé à EDF-CIH de réaliser un diagnostic de sûreté de ces ouvrages et de proposer des solutions de confortement si nécessaire. Seules la démarche et les conclusions du diagnostic de sûreté sont présentées dans cette communication.

2.2 Choix du scénario des situations de chargement

Le scénario de situation de chargement pris en compte pour ce diagnostic de sûreté a, dans un premier temps, pris en compte une seule situation de chargement : la combinaison de la crue de protection, prise en compte dans le PPRI (crue centennale dont le débit maximum est égal à 140 m^3/s) et le trafic (pression de 10 kPa exercée sur la crête de digue). Dans un second temps, il a été décidé d'étudier une seconde situation de chargement, correspondant au séisme. Cette seconde situation, actuellement en cours d'étude, ne sera pas présentée dans cette communication.

2.3 Sélection des modes de rupture potentiels

Les modes de rupture potentiels retenus pour la première situation de chargement considérée (crue centennale et trafic) sont :

- l'érosion externe (érosion par surverse et affouillement),
- l'instabilité par grand glissement du talus aval sous sollicitation statique et l'érosion interne.

2.4 Enquête documentaire préalable

Les digues du Sierroz, sur le secteur situé entre le pont Rouge et la voie SNCF, ont été construites entre les années 1835 et 1875 (leur période de construction n'est pas connue précisément), avec l'objectif de protéger des inondations la voie de chemin de fer Annecy – Chambéry dans sa traversée d'Aix-les-Bains, construite par la société du Chemin de Fer Victor Emmanuel. Ces ouvrages sont venus remplacer les premières digues éperons construites vers 1757 pour faire face aux dévastations des crues du Sierroz. Tout au long du XIX^{e} siècle et jusqu'en 1879, plusieurs campagnes ont été menées afin d'améliorer le système de protection. Les archives municipale et départementale n'ont conservé aucun dossier sur la construction de ces digues. Néanmoins, des informations ont été conservées sur les digues situées à l'aval du pont de chemin de fer et construites vers 1879 – 1881 sous la direction des Ponts et Chaussées.

Elles indiquent qu'elles ont été construites sur le même principe de construction que les digues objet de cette étude. Un procès-verbal de réception de ces ouvrages indiquent : « *les digues ont les mêmes dimensions que celles déjà construites à l'aval du Pont Rouge. Elles sont en gravier. Le talus côté rivière est protégé par un perré à 45°, défendu à sa base par un enrochement. Côté des terrains, l'inclinaison est de 3 à la base pour 2 en hauteur. Le gravier du massif provient du fond de la rivière… »*. Ces informations sont corroborées par des plans de profils en travers datant de 1879.

Suite aux dégâts très importants causés par la crue du 30 septembre 1960, dont l'estimation du débit de pointe n'est cependant pas connue, des travaux de confortement du talus amont de la digue rive gauche ont été réalisés sur un linéaire de 157 m, sur la partie aval du tronçon correspondant à l'extrados du cours du Sierroz. Ce confortement a consisté à réaliser un parement en dalles béton de ciment de 25 cm d'épaisseur, de fruit 1/1, s'appuyant sur une semelle en béton armé. Ces dalles n'ont pas fait l'objet d'ancrage par des tirants dans le corps de digue. En arrière de ces dalles a été mise en place une couche de matériaux tout venant de 15 cm d'épaisseur.

Plus récemment, en 2009 – 2010, des travaux de restauration morpho-écologique du lit du Sierroz ont été réalisés. Sur le secteur étudié, ces travaux ont consisté en des débroussaillages, abattage et dessouchage des arbres, reprofilage des talus amont, réalisation de petits épis, d'amas de blocs dans le cours du lit vif à des fins de diversification des habitats et des conditions d'écoulements.



FIGURE 1 : CONFORTEMENT DU TALUS AMONT DE LA DIGUE RIVE GAUCHE

Il n'existe pas de cartes du lit du Sierroz antérieures ou contemporaines de l'époque où les digues ont été construites, entre le pont Rouge et le pont de la voie ferrée. En revanche, une vue en plan datant de 1879 de l'endiguement du Sierroz à l'aval du pont de la voie ferrée en superposition de l'ancien lit montre clairement les différents secteurs où les digues qui ont été construites interceptent ces anciens bras. On peut donc raisonnablement supposer, sans connaître leur localisation, que les digues étudiées interceptent également à plusieurs endroits l'ancien lit du Sierroz et présentent donc dans ces secteurs des zones de faiblesse de leur fondation vis-à-vis du risque d'érosion ou de liquéfaction.

2.5 Examen visuel

Sur le secteur étudié, les digues du Sierroz présentent la particularité d'avoir sur l'intégralité de leur linéaire, leur talus aval occupé par les parcelles des maisons d'habitation qui les bordent, jusqu'au niveau de l'arête côté val de la crête. A plusieurs endroits, les propriétaires ont entaillé ce talus aval pour disposer d'une surface de terrain horizontale plus importante et ont été amenés à construire des murs de soutènement en pied de talus aval, qui ne sont, pour la plupart, pas drainés. Dans certains cas, c'est la maison d'habitation elle-même qui a été en partie construite dans le talus décaissé.



FIGURE 2 : TALUS AVAL DE LA DIGUE OCCUPE ET DÉCAISSÉ PAR LES TERRAINS DES PROPRIÉTAIRES RIVERAINS

Sur les talus amont, le perré en pierres taillées mais non jointoyées est bien visible en partie supérieure, sur tout le linéaire de la rive droite et sur environ les 200 premiers mètres depuis le pont Rouge sur la rive gauche. Des interstices de plusieurs centimètres de largeur sont visibles entre les pierres. Ce perré ne constitue donc pas une étanchéité pour ces digues, mais seulement une protection mécanique du talus amont.
La partie inférieure du talus amont des digues est recouverte par des dépôts sédimentaires charriés par le Sierroz au cours des crues, qui forment un petit ségonal. Ce ségonal, le lit du Sierroz et les talus amont des digues restent très végétalisés avec un nombre important d'arbres.

2.6 Reconnaissances

2.6.1 Levé topographique

Des profils en long de la crête de digue (arête côté rivière et arête côté val) et du pied du talus aval ainsi que quatre profils en travers (deux en rive droite et deux en rive gauche) ont été relevés. Les profils en long mettent en évidence que la hauteur des digues au-dessus du fond du lit du Sierroz est de l'ordre de 4 m sur les 400 m de leur linéaire. Leur hauteur au-dessus du terrain naturel côté val atteint au maximum 5,10 m en rive gauche et 3,80 m en rive droite. Ces profils en long de la crête des digues ne mettent pas évidence de zone de tassement particulière. Les profils en travers confirment les fruits de talus amont et aval issus des données de l'enquête documentaire préalable.

2.6.2 Reconnaissances géophysiques

Préalablement au démarrage de cette étude de diagnostic de sûreté, la ville d'Aix-les-Bains avait fait réaliser une campagne de reconnaissances géophysiques, qui avait consisté en la réalisation de panneaux électriques sur chaque crête de digue sur tout leur linéaire et de deux profils de radar géologique, également sur tout le linéaire de chaque crête de digue. Sur la digue rive gauche, les résultats de ces reconnaissances mettent en évidence un niveau très homogène de résistivité élevée (300 à 5000 Ω.m) sur tout le linéaire jusqu'à 3 à 4 m de profondeur, qui correspond donc au remblai, de nature homogène et graveleuse. De 4 à 12 m de profondeur, ces résultats mettent en évidence un horizon plus conducteur, avec des résistivités descendant jusqu'à quelques dizaines d'Ω.m, ce qui peut correspondre à des matériaux plus fins et/ou plus humides. Sur la digue rive droite, ces reconnaissances n'ont pas mis en évidence de structure bien marquée en terme de résistivité, ce qui signifie probablement des matériaux peu différents entre remblai et fondation et majoritairement graveleux.

2.6.3 Reconnaissances géotechniques

Afin de trouver le meilleur compromis entre les informations pouvant être recueillis par les différents essais in situ possibles, les contraintes d'accès et les contraintes économiques de l'étude, quatre sondages carottés ont été effectués, deux en crête de digue rive gauche et deux en crête de digue rive droite, au niveau des quatre sections transversales jugées les plus sévères vis-à-vis des marges de sécurité des ouvrages. Ces sondages carottés ont été réalisés sur une profondeur de 12 m depuis la crête, à l'aide d'un carottier battu.
Les essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés ont été des essais d'identification, des essais triaxiaux CD et des essais de Jet Erosion Test sur les échantillons de limons argileux ou limons sableux.
Ces reconnaissances ont mis en évidence pour l'un de ces sondages (rive gauche amont), un matériau globalement homogène sur toute la profondeur du sondage, de type sablo-graveleux. Pour deux autres sondages (rive droite amont et rive gauche aval), ces reconnaissances ont mis en évidence un corps de digue gravelo-sableux sur une couche superficielle de la fondation en limon argileux ou en limon sableux d'1 à 2 m d'épaisseur, qui ont présenté un caractère résistant à l'érosion, surmontant des graves sableuses. Pour le quatrième sondage (rive droite aval), ces reconnaissances ont mis en évidence un horizon de sables fins à la base du remblai graveleux, puis les mêmes formations de fondation superficielle, constituées d'une couche de limons résistants à l'érosion et d'une couche sous-jacente de graves sableuses. La nappe phréatique a été identifiée entre 4,5 et 6 m sous le terrain naturel.

2.7 Définition des modèles de l'ouvrage

2.7.1 Modèle géométrique

D'après les données d'entrée recueillies sur l'ouvrage et en particulier les données topographiques et les résultats des reconnaissances géotechniques, le modèle géométrique des digues est composé de quatre sections transversales, correspondant aux plus grandes hauteurs au-dessus du terrain naturel côté val et aux implantations des sondages carottés.

2.7.2 Modèle géologique
Le modèle géologique correspondant à chaque profil retenu a été déterminé à partir des résultats des reconnaissances géophysiques et géotechniques, incluant la nature et la géométrie des horizons constitutifs de la fondation.

2.7.3 Modèle géotechnique
Pour chaque type de matériau constitutif des remblais et de leur fondation, une estimation prudente du poids spécifique, de la cohésion effective et de l'angle de frottement effectif a été déterminée à partir d'une part des résultats des essais d'identification et des essais triaxiaux et d'autre part des données bibliographiques et de l'expérience de modélisation d'EDF-CIH.

2.7.4 Modèle hydraulique
Les conditions aux limites appliquées aux frontières du modèle sont permanentes, correspondant, pour le talus amont, au niveau d'eau maximum atteint en crue centennale et pour la frontière aval, le niveau maximum du toit de la nappe phréatique estimé comme l'altitude de l'interface entre les limons et les graves sous-jacentes. Les propriétés hydrauliques des matériaux (perméabilités horizontales et verticales et coefficients des courbes hydriques) ont été déterminées de manière prudente à partir des données granulométriques et de l'expérience de modélisation hydraulique d'EDF – CIH. Il est à noter que pour ces digues, les essais Perméafor n'étaient pas envisageables (difficultés à pénétrer les matériaux très graveleux et coût) et les essais Nasberg et Lefranc fournissent des résultats trop peu fiables.

2.8 Analyse du risque d'instabilité par grand glissement sous sollicitation statique
Les coefficients de sécurité globaux minimum calculés varient, pour les quatre profils étudiés, entre 1,11 et 1,18, pour un critère de stabilité pré-requis dans ce type de situation de chargement de 1,4 (critère en situation rare, d'après le référentiel d'EDF). Les marges de sécurité de ces digues vis-à-vis de l'instabilité sous sollicitation statique sont donc insuffisantes.

2.9 Analyse du risque d'érosion externe par surverse
Pour la digue rive droite, un tronçon d'un linéaire de 100 m serait soumis à une surverse en situation de crue centennale. La hauteur maximale de surverse serait de 42 cm. Compte tenu du retour d'expérience sur les ruptures d'ouvrages en remblai par surverse, une telle hauteur de surverse s'appliquant sur une durée de l'ordre de 1 à 2 heures amène à conclure à un risque certain de formation d'une brèche centrée sur la zone de plus forte hauteur de surverse.
Pour la digue rive gauche, cette analyse a montré que la surverse concerne les 140 derniers mètres aval du tronçon étudié. La hauteur maximale de surverse serait de 42 cm. Comme pour la digue rive droite, un risque certain de formation d'une brèche centrée sur la zone de plus forte hauteur de surverse est donc diagnostiqué pour la digue rive gauche, en condition de crue centennale.

2.10 Analyse du risque d'érosion externe par affouillement
Le risque d'affouillement concerne essentiellement les derniers 200 m de la digue rive gauche, correspondant à l'extrados du lit du Sierroz. La présence d'une banquette sédimentaire plaquée contre le talus amont de ces digues agit favorablement pour réduire ce risque. Néanmoins, les dégâts causés par la crue de 1960 et la probable érosion de cette banquette amènent à la prudence. En l'absence d'une reconnaissance du pied de ce parement en dalles béton, recouvert de sédiments, il n'a pas été possible de se prononcer sur le risque d'affouillement et des reconnaissances ont été recommandées pour une phase ultérieure d'Avant Projet de confortement.

2.11 Analyse du risque d'érosion interne
L'analyse de l'initiation de l'érosion interne a montré que la suffusion et l'érosion régressive pouvaient s'initier en situation de crue de projet. L'analyse de la phase de progression a conduit à retenir un risque d'érosion régressive pour l'un des quatre profils étudiés, présentant un horizon de sables fins à la base du remblai, conduisant non pas à un renard hydraulique, mais à un tassement important de l'ouvrage.
Dans la situation actuelle, les digues ne disposent d'aucun moyen de détection d'un processus de progression de l'érosion interne. Aucune organisation d'examens visuels n'a été pour l'instant mise en place. Aucun moyen d'auscultation conçu pour une alerte précoce du maître d'ouvrage en cas d'apparition de désordres n'équipe ces ouvrages.
Le stade ultime du développement de l'érosion interne est la formation d'une brèche. Ce scénario peut être envisagé pour le profil présentant un horizon de sables fins situé à la base du corps de digue. En situation de crue centennale, cette couche de sables fins peut être le siège d'une érosion régressive évoluant vers un tassement important de l'ouvrage, entraînant ensuite sa rupture par érosion externe du talus aval suite à une surverse.

2.12 Conclusions sur les marges de sécurité des ouvrages vis-à-vis de leurs modes de rupture potentiels et recommandations formulées à la ville d'Aix-les-Bains
Le diagnostic de sûreté des digues du Sierroz a mis en évidence que ces ouvrages ne présentent pas des marges de sécurité satisfaisantes pour chacun des trois modes de rupture potentiels instabilité statique, érosion externe et érosion interne, pour une situation de crue de protection, qui est dans ce cas, la crue centennale. Afin de redonner à ces digues des marges de sécurité satisfaisantes, cette étude a présenté au maître d'ouvrage des recommandations pour réaliser des travaux de confortement et mettre en place une surveillance

provisoire dans l'intervalle de temps séparant de l'achèvement de ces travaux.

Conclusion

La méthodologie générale de diagnostic de sûreté des digues de protection contre les inondations développée et mise en application par EDF – CIH a été présentée, suivie d'un exemple d'application sur les digues du Sierroz à Aix-les-Bains. A travers l'exemple de ces ouvrages, des problèmes génériques aux digues de protection contre les inondations, en France, ont été soulevés : absence de gestion prenant en compte la sûreté jusqu'à une période très récente, moyens limités du maître d'ouvrage pour assurer une maintenance à la hauteur des enjeux de sûreté, grignotage au fil du temps de l'emprise de la digue par des propriétés privées qui rend difficile les interventions de maintenance futures, marges de sécurité qui s'avèrent insuffisantes sous l'éclairage d'un diagnostic de sûreté et mise en évidence de l'insuffisance, voire très souvent de l'absence, de surveillance.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier pour leur collaboration efficace la ville d'Aix-les-Bains et sa Direction des Services Techniques et en particulier, M. Jean-Marc Paulin.

Références

[1] Groupe de travail « Justification des barrages et des digues en remblai ». (Avril 2010). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai.*CFBR.

[2] Groupe de travail « Risque sismique et Sécurité des ouvrages hydrauliques ». Rapport rédigé à la demande du MEDDTL-DGPR. Version de novembre 2010.

[3] Robin Fell & Jean-Jacques Fry – editors. *Internal Erosion of Dams and their Foundations.* Taylor & Francis, 2007.

[4] European Working Group of ICOLD. *Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.* Technische Universität München, 2007.

Diagnostic continu et analyse géo-localisée du risque appliqués aux digues du petit Rhône

Linear fine discretization diagnostic method applied to Rhône dikes

P. Soulat[1], A. Bonnafé[1], JG. Moulin[1], F. Montarros[1], T. Mallet[2], AL. Martin[2], R. Tourment[3]

[1]Safege Ingénieurs Conseils, Aix en Provence, patrick.soulat@safege.fr
[2]Symadrem, Arles, thibaut.mallet@symadrem.fr
[3]Irstea, Aix-en-Provence, remy.tourment@irstea.fr

Résumé

L'opération de « Renforcement des digues du Petit Rhône » a pour objectif de construire des digues capables de résister à la rupture jusqu'à la crue millénale du Rhône.
Dans ce contexte, le SYMADREM, maître d'Ouvrage, assisté d'un collège d'experts comprenant Irstea, a confié à SAFEGE une mission d'études de diagnostic et de sécurisation des digues existantes du Petit Rhône, sur un tronçon de 15 km, situé en aval de l'écluse de Saint Gilles, dans le département du Gard.
Dans le cadre de sa mission, SAFEGE a mis en place une méthode de diagnostic des digues par une discrétisation détaillée du linéaire qui permet d'analyser, sur un tableur, l'ensemble des paramètres (géométrie des digues et du ségonal, hauteur, niveau des eaux, géotechnique, géophysique...) susceptibles d'influer sur les aléas de rupture auxquels la digue est soumise (surverse, glissement, érosion interne, affouillement externe) et d'évaluer les risques de rupture associés.
Cette modélisation détaillée a pu être réalisée par l'ampleur des données mises à disposition (modèle numérique de terrain, bathymétrie, relevés géophysiques et géotechniques, lignes d'eau extraites de modèle 2D, étude morphodynamique…). Pour le cas particulier du modèle mécanique, la correspondance entre sondages géotechniques et reconnaissances géophysiques en continu a été analysée. Un taux de correspondance a été défini et a permis d'établir un modèle « géotechnique » discrétisé sur la base des résultats de la géophysique.
Cette méthode, qui discrétise le linéaire de digue en tronçons élémentaires (800 tronçons de 20 m pour 15 km de digue) au lieu du découpage habituel en tronçons homogènes, a pour **avantages** une caractérisation systématique des risques de ruptures la compilation de tous les paramètres techniques dans un outil unique, outil utilisable par l'exploitant afin d'entretenir et surveiller l'ouvrage plus efficacement.
L'outil trouve cependant ses limites dans le manque de précision des interprétations géotechniques issues des reconnaissances géophysiques et dans le manque de précision des calculs des risques de ruptures basés sur des formules empiriques ou simplifiées.
Dans l'article, la méthode utilisée est décrite et comparée à d'autres approches, dont une méthodologie de diagnostic de digues de protection développée au travers de différents projets de recherche (FloodProbe, ILH, DIGSURE).

Abstract

The purpose of the « petit Rhône » dike reinforcement project is to build dikes which can resist to a millennium flood of the "Rhône" river.
SYMADREM, dike maintenance operator, assisted by experts committee including Irstea, assigned a dike diagnostic review mission to SAFEGE and the reinforcement design of the existing dikes, on a 15 km section, downstream of Saint-Gilles lock.
During this mission, SAFEGE set up a dike diagnostic method using a linear fine discretization for analysing, on a spreadsheet, parameters that take place in dike failure mechanisms (geometry of the dike, height, water level, geotechnical and geophysical parameters,…), and for assessing different failure risks (overflow, landslide, piping, external erosion).
The discretization has been possible thanks to the important quantity of available data (Digital Terrain Model, bathymetry, geophysical and geotechnical measurements, water levels, morphodynamic behaviour study…). In the particular case of mechanical model, correspondence between geophysical and geotechnical soil tests have been analysed. A rate has been defined and used to set up a geotechnical model based on geophysical results.
The method benefits are: its accuracy (800 points on a 15 km section) compared with the usual homogeneous section method, the compilation of all technical parameters in a single spreadsheet, and the possibility for operators to use this tool during dike existence and to make surveillance program easier. The limitations of the method come from the lack of accuracy of the geophysical results compared with

geotechnical soil tests and from lack of accuracy of failure risk calculation compared with finite element analysis.
All along this article, the method is compared with other approaches developed through different research projects (FloodProbe, ILH, DIGSURE).

Présentation de l'opération

Suite à la crue majeure du Rhône des 3 et 4 décembre 2003, qui a provoqué 4 brèches dans les ouvrages de protection du Delta du Rhône, causant l'inondation de plus de 12 000 personnes et générant un montant de dommages de 700 millions d'euros, les pouvoirs publics ont engagé un vaste plan de lutte contre les inondations, intitulé « Plan Rhône ».

C'est dans ce contexte que le SYMADREM s'est porté Maître d'Ouvrage des opérations du Plan Rhône sur son périmètre de compétences.

L'opération de « Renforcement et décorsetage limité des digues du Petit Rhône » est une des actions prioritaires définies dans le schéma de gestion des inondations du Rhône aval établi par l'Etat.

Compte tenu de la consistance des études de diagnostic et de conception à réaliser, un découpage en 9 lots a été opéré par le SYMADREM :

- ✓ Lot 1 : Etude morphodynamique et étude hydraulique - Etude de dangers - Dossiers réglementaires ;
- ✓ Lots 2 à 7 : Etudes Préliminaires et d'Avant-projets pour le renforcement et le décorsetage limité des digues en rive gauche et rive droite du Petit Rhône, divisées en 6 secteurs géographiques ;
- ✓ Lot 8 : Etude environnementale (inventaire faune/flore et étude d'impact) ;
- ✓ Lot 9 : Etude d'enjeux dans les plaines d'inondation, avec une analyse coût bénéfice des ouvrages projetés.

Titulaire du lot 3, qui se caractérise par un linéaire important (15 km), SAFEGE a établi l'outil de diagnostic présenté dans cet article. Cet outil s'est construit en exploitant l'ensemble des données disponibles : résultats des reconnaissances géotechniques et géophysiques et des données disponibles: levés bathymétriques, Modèle Numérique de Terrain, étude morphodynamique, étude hydraulique…. Il a pour objectif de caractériser, suivant une décomposition de la digue en tronçons élémentaires de 20 mètres les différents modes de rupture auxquels la digue est soumise (surverse, érosion interne, glissement et affouillement externe). L'analyse des risques a été effectuée pour 4 scénarios de crue (crue de 1994, d'occurrence 50 ans ; crue de 2003 d'occurrence 100 ans ; crue de 1856 d'occurrence entre 100 et 500 ans ; crue d'occurrence 1000 ans)

Présentation du « crible »

Dans le cadre de cette étude, SAFEGE a mis en place une méthode de diagnostic par une discrétisation détaillée du linéaire de digue qui permet d'analyser sur un tableur l'ensemble des paramètres (géométrie de la digue et de son environnement, hauteur, niveau des eaux...) susceptibles d'influer sur les aléas de rupture auxquels la digue est sujette.

Les principales difficultés pour la réalisation du diagnostic des 15 km de digues sont l'étendue spatiale du système et le caractère hétérogène d'un ouvrage séculaire ayant subi de multiples changements au cours du temps (rechargements, brèches, réparations, rehaussement …). Ces considérations contribuent à rendre l'analyse des risques par l'expertise hasardeuse, comme dans tous les cas de diagnostics de digues anciennes de protection contre les crues et les submersions.
Pour pallier à ces difficultés, il a été choisi de réaliser un modèle dans lequel les paramètres physiques des composants de l'ouvrage et de son environnement sont analysés de la façon la plus exhaustive possible. En ce sens, l'approche rejoint et valide l'approche développée dans le projet de recherches Européen FloodProBE, qui a défini une méthodologie générale de diagnostic de digues centrée sur les données et leur traitement pour obtenir le résultat d'un diagnostic.
Ainsi, la granularité du système étudié conduit à décomposer l'ouvrage « digue » en une somme de tronçons élémentaires.
Le modèle a été dénommé « crible » afin d'insister sur la dimension discrète du modèle et la faculté de ce dernier à analyser la stabilité de l'ouvrage selon plusieurs critères.

Le *crible* permet d'évaluer :

- un facteur de sécurité pour les aléas glissement et érosion interne sur chaque tronçon élémentaire pour les différentes occurrences de crue,
- une probabilité par mécanisme de rupture, par aléa par tronçon élémentaire par occurrence de crue (4 aléas, 800 tronçons, 4 crues),
- une probabilité globale de rupture pour chaque tronçon élémentaire pour chaque crue (800 tronçons pour 4 crues),
- une probabilité qu'il y ait au moins une rupture sur le linéaire considéré par crue (4 crues)
- une probabilité globale de rupture sur l'ensemble du linéaire, traduisible en occurrence de rupture.

L'évaluation des aléas de rupture a été réalisée sous forme probabiliste et par la méthode d'analyse fiabiliste de la sûreté de fonctionnement (méthode AMDE) couplée à la méthode par expertise.
Outre la faculté du modèle final à fournir une probabilité d'occurrence d'une défaillance sur l'ouvrage, le *crible* permet de localiser la défaillance avec la précision donnée au

maillage du modèle physique (liée à la précision des données).
Le *crible* permet également de synthétiser l'ensemble des données disponibles (géométriques, topographique, géotechniques, géophysique, hydrauliques) et pourra être utilisé par l'exploitant pour la surveillance et l'entretien de la digue.
La difficulté majeure réside dans la représentativité des valeurs moyennes données aux paramètres internes affectés au droit de chaque nœud du modèle (représentatif d'un tronçon de la digue) – ces mêmes paramètres internes étant déterminant dans l'évaluation de la résistance de l'ouvrage.

Géométrie
La première étape pour la constitution du *crible* consiste à exploiter les données topographiques (modèle numérique de terrain en 3D) à intervalle régulier sur l'ensemble du linéaire de la digue. Dans notre cas les 16,2km de digue ont été discrétisés tous les 20m.
Les paramètres géométriques (ou topographiques) sont disponibles avec une précision pluri-centimétrique.
Le choix de l'intervalle dépend de la précision du levé topographique disponible. Dans notre cas la densité des points topographiques est de 20 m, ce qui nous a amenés à découper le modèle en tronçons d'un intervalle équivalent afin d'exploiter au maximum les données disponibles. Cela montre que le *crible* est d'autant plus intéressant que les données sur lesquelles il se base sont étoffées.
Les coordonnées (x,y,z) des points permettant de caractériser la coupe en travers de la digue sont exportées à partir du modèle numérique de terrain vers un tableur Excel.
Les caractéristiques géométriques de chaque section en travers de la digue sont ensuite calculées de façon automatique par le *crible*.

Ligne d'eau
La deuxième étape consiste à intégrer les lignes d'eau et les vitesses des scénarios de crues considérées dans le *crible*.

Géotechnique et géophysique
La troisième étape consiste à intégrer les conditions géotechniques sur chaque tronçon élémentaire représentatif). Cette étape est la plus délicate.
Les paramètres hydro-géotechniques sont difficiles à retranscrire de manière continue dans le modèle physique. En effet, même si les sondages par prélèvement donnent des valeurs relativement fiables, ils ont l'inconvénient d'être ponctuels et donc insuffisamment représentatifs de l'ouvrage dès qu'on s'éloigne de quelques mètres (voire quelques décimètres) du point de prélèvement. Par ailleurs, les travaux de reconnaissances géophysiques ont bien mis en évidence le caractère très hétérogène des remblais et fondations existant. Néanmoins, la comparaison des panneaux de résistivités électriques et les sondages in situ (CPT et carottés) a révélé un taux de correspondance positive d'environ 75%, c'est-à-dire que dans 75% des cas les sondages CPT et les sondages carottés confirment en nature et en altimétrie les sols reconnus par géophysique électrique.
Nous sommes donc partis du principe que les caractéristiques géophysiques relevées en continu étaient suffisantes pour caractériser en continu le modèle physique du point vue géotechnique.

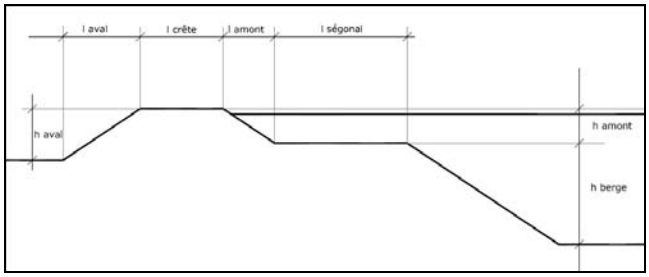


FIGURE 1: CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUE IMPORTÉES DU MNT

Dès lors il s'agissait d'effectuer une lecture minutieuse des profils électriques et de synthétiser la lecture en une succession de modèles de sol (codés) en fonction des couleurs des couches identifiées. Cette succession de modèles de sol codés pouvaient ensuite être réinjectée dans le modèle.
Outre l'imprécision propre aux sondages géophysiques, la méthode de retranscription des données géophysiques est simplificatrice puisque d'un profil géophysique continu nous étions obligés de répartir les données selon des classes synthétiques. Des approximations sont donc commises. Néanmoins les tendances géotechniques sont respectées, et, si l'on résume l'ouvrage digue à son remblai, son assise et ses fondations, cette granularité de l'ouvrage « digue élémentaire » s'avère bien plus fine que l'assimilation de l'ouvrage « digue » à plusieurs tronçons homogènes.

Le *crible* indique pour chaque profil métrique (tous les 20 m), la tendance géotechnique lue à partir des panneaux électriques, eux-mêmes étalonnés à partir des sondages in situ (CPT, carottés).
Chaque profil du *crible* est ainsi codifié par 3 lettres de gauche à droite :

- ✓ 1ère lettre : Corps de digue (remblai)
- ✓ 2ème lettre : Sol de fondation, soubassement direct (0 à -5m)
- ✓ 3ème lettre : Sous-sol (-5 à -10m)

TABLEAU N°1 : CODIFICATION DES TENDANCES GÉOTECHNIQUES À LA LECTURE DES PANNEAUX ÉLECTRIQUES

Code	Couleur correspondante sur panneau électrique	Sol en place interprété
B	Bleu	Sables fins à moyens
V	Vert	Sables fins limoneux proches sables
J	Jaune, orange	Sables fins limoneux proches limons
R	Rouge, violet	Limons argileux

Les codes de 3 lettres à partir des 4 lettres G, B, V J entraînant un trop grand nombre de profils types possibles rencontrés tout au long des 16 km de digues, ces profils ont été encore agrégés autour de 4 grandes familles essentielles :

- Les profils nommés « FF » : il s'agit d'un remblai de sols fins posé sur des sols fins plutôt imperméables ; ce cas de figure comprend également les profils pour lesquels des sols plus grossiers de type B sont retrouvés plus en profondeur,
- Les profils nommées « GF » : il s'agit d'un remblai de sols plus grossiers (sables) posé sur des sols fins,
- Les profils nommés « FG » : il s'agit d'un remblai de sols fins posé sur des sols plus grossiers (sables), y compris les cas pour lesquels des sols plus fins sont retrouvés à plus grande profondeur,
- Les profils nommés « GG » : il s'agit d'un remblai de sols sableux posé sur des sols grossiers.

F : représente les matériaux fins présentant une cohésion (limons, argile,…)
G : représente les matériaux sans cohésion (sables, graves,…)

En résumé, la difficulté pour l'ingénieur résidait dans sa faculté à donner un caractère géotechnique à chaque classe de résistivité électrique, puis à faire une lecture fidèle des panneaux électriques pour enfin retranscrire la série de codes de 3 lettres en série de codes de 2 lettres. En respectant minutieusement ces étapes, l'œil de l'ingénieur pénètre progressivement la chaîne structurelle du système digue linéaire en retranscrivant celle-ci en une série de codes qui soit la plus représentative possible du système dans son ensemble. En outre, cette analyse exhaustive des données permet de relever d'éventuelles singularités de l'ouvrage et de son environnement.

Analyse des aléas de rupture

La quatrième étape consiste à estimer les 4 aléas de rupture retenus (surverse, érosion interne, glissement et affouillement externe) pour les 4 scénarios de crues considérés, soit à l'aide de formules mathématiques (à base de modèles physiques ou empiriques) disponibles dans la littérature, soit au moyen d'éléments qualitatifs (à dire d'expert), ce qui encore une fois correspond au cadre de méthodologie de diagnostic développé dans FloodProBE).
Cette étape s'accompagne de tests de sensibilité des paramètres, ainsi que d'un étalonnage sur des événements connus.
La difficulté majeure réside dans la manière de calculer les facteurs de sécurité au droit de chaque ouvrage « digue élémentaire ». Comme il est impossible de réaliser un modèle numérique 2D au droit de chaque profil en travers, notre choix s'est tourné vers la sélection des équations mathématiques dans lesquelles le modèle 2D est agrégé et pouvant régir à elles seules les phénomènes internes susceptibles de dégrader chacun des composants de chacun des ouvrages « digues élémentaires ».
Le calcul automatique nécessite une formulation simple pour l'estimation du facteur de sécurité pour chacun des scénarios. Nous avons donc utilisé des formules empiriques qui peuvent être critiquables, mais qui permettent d'évaluer les tendances de chaque aléa en fonction des différents paramètres connus et aussi du retour d'expérience.
Les probabilités de ruptures, par crue, sont évaluées à partir de facteurs de sécurité. Pour évaluer une probabilité annuelle de rupture de la digue, les probabilités de rupture par crue ont été croisées avec les probabilités de survenance des crues.

La classification du risque qui a été retenue est présentée dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU N°2 : CLASSIFICATION DU RISQUE

Quasi certain	$> 2.10^{-2}$
Très fort	1.10^{-2} à 2.10^{-2}
Fort	1.10^{-3} à 1.10^{-2}
Moyen	1.10^{-4} à 1.10^{-3}
Faible	1.10^{-5} à 1.10^{-4}
Très faible	1.10^{-6} à 1.10^{-5}
Quasi nul	$< 1.10^{-6}$

Erosion Interne
Ce critère rend compte du risque d'érosion interne de type régressive, dans une couche de sable perméable sous un remblai plus imperméable. La méthode consiste à déterminer une hauteur d'eau critique au delà de laquelle le risque d'érosion interne est avéré.
Le *crible* est paramétré pour calculer la hauteur critique selon Seillmeijer lorsqu'une des couches de la fondation ou de l'assise est classée G (matériau sans cohésion de type sable, grave…).

Un facteur de sécurité vis à vis de l'aléa érosion interne est calculé, à chaque profil, par le *crible* en comparant la hauteur critique calculée, à la hauteur d'eau de la crue considérée.

La sensibilité du paramètre D (épaisseur de la couche perméable) a été évaluée sur la variabilité du résultat :

- multiplier par 4 l'épaisseur D de la couche de sable (passer de 1 m à 4 m) diminue de 30% cette hauteur critique (aggravation),
- à épaisseur D égale, diminuer la perméabilité k d'un rapport de 10 (de 10^{-5} à 10^{-6} m/s par exemple) revient à multiplier par 2 la hauteur critique (amélioration).

Le modèle a été « étalonné » sur une rupture de digue qui a eu lieu en novembre 2002, au droit du Mas de Claire Farine. Au cours de l'évènement, l'érosion interne, sans présence de facteur aggravant (terriers ou canalisations traversantes) a été avérée selon les témoignages, à la fois au droit de la brèche elle-même, et auparavant 20 m en amont.
La charge hydraulique lors de la crue de 2002 est estimée à 3.35 m au droit de la brèche. Les sondages révèlent dans cette zone, une frange sableuse de 1,5 mètre maximum dans les sols de fondation.
D'après l'enquête, les pieds amont et aval de la digue voyaient une végétation anormale, ce qui est néanmoins un facteur aggravant.
Une charge hydraulique critique de 3.34 m est déterminée par le « crible » soit une charge d'eau équivalente à celle qui a sollicité la digue lors du sinistre.

Le facteur de sécurité calculé pour l'érosion interne est ensuite ramené à une probabilité de rupture, selon le tableau n°2 ci-après :

TABLEAU N°2 : PROBABILITÉS ASSOCIÉES AU FACTEURS DE SÉCURITÉ

Facteur de sécurité	Probabilité associée
< 0.5	1
0.5 à 1	1 à 0,5
1.0 à 1.1	0.5 à 0.1
1.1 à 1.2	0.1 à 0.05
1.2 à 1.3	0.05 à 0.001
1.3 à 1.4	0.01 à 0.001
1.4 à 1.5	0.001 à 0.0001
> 1.5	0.0001

Afin de rendre le résultat de l'évaluation des risques de rupture plus visuel, une cartographie de l'aléa de rupture a été réalisée en caractérisant chaque gamme de risque par une couleur.

Glissement
Concernant l'aléa de glissement de talus, une expression très simplifiée de la méthode de Fellenius (glissement plan le long de la ligne de charge) a été utilisée pour déterminer un facteur de sécurité.
Une pondération a été ajoutée pour tenir compte des pentes de talus de la digue et de la berge et de la largeur du ségonal.
Notons que :

- 4% du linéaire présente une pente de talus aval supérieure à 3H/2V.
- 5% du linéaire présente une pente de talus amont supérieure à 3H/2V.

Le modèle, comme l'historique de l'ouvrage, montre que la digue est peu sensible au glissement d'ensemble.
L'analyse du glissement, réalisée au travers du *crible* fournit un facteur de sécurité à chaque profil. La probabilité de rupture est déduite du facteur de sécurité de la même façon que pour l'érosion interne.

Affouillement externe
L'aléa érosion externe est avéré dès les crues mobilisant les berges, c'est-à-dire pour des occurrences fréquentes, d'ordre annuel ou biannuel. Aucune donnée hydraulique n'étant disponible pour ces évènements, cet aléa a été caractérisé par une approche plus qualitative que quantitative, prenant en compte les divers éléments aggravant le risque d'érosion externe.

Les paramètres influant le phénomène d'érosion externe sont :

- la longueur de ségonal ;
- la nature du sol ;
- l'orientation des courants, dépendant du positionnement de la digue par rapport au cours d'eau (en intrados, en extrados, …) ;
- les singularités géométriques (elles s'observent sur le terrain et traduisent les évolutions morphologiques ; une fosse comme une zone d'atterrissement en sont des exemples).

Nous avons considéré que la longueur du ségonal est le paramètre prépondérant concernant l'affouillement externe. En effet, l'évolution morphologique du lit est souvent marquée par une réduction progressive du ségonal aux abords des digues les plus sujettes à l'affouillement externe. En outre, au vu de la forme relativement constante de la section du lit mineur du Petit Rhône, plus la longueur de ségonal est grande, moins les vitesses sont importantes, ce qui diminue le risque d'érosion.
La longueur de ségonal est donc associée à une probabilité, puis corrigée par deux coefficients multiplicatifs afin de prendre en compte les autres paramètres influant l'érosion externe.
L'estimation de la probabilité de rupture par érosion progressive de la digue consécutivement à l'affouillement externe du ségonal pour une crue est présentée dans le tableau ci-après:

TABLEAU N°3 : PROBABILITÉS DE RUPTURE PAR ÉROSION EXTERNE DU SÉGONAL

Longueur de ségonal Ls	**Probabilité de rupture sans facteur aggravant**
Ls > 10 m	< à 1/10000
10 m > Ls > 5 m	1/100 à 1/1000
5 m > Ls	1/100

Deux paramètres de requalification (Nsol et Nsit) ont été définis.
Afin d'exploiter les possibilités du *crible* et d'observer l'effet de l'accumulation de paramètres aggravants, l'influence des différents paramètres est traduite par les lois mathématiques arbitraires présentées ci-après.

Nature des matériaux (Nsol) :
Les sols fins (F) étant cohésifs, ils s'érodent moins facilement que les sols non cohésifs (G). Ceci est valable pour le remblai comme pour l'assise. Ainsi, un remblai et une assise constitués de matériaux fins et cohésifs s'érodent moins facilement qu'un remblai de matériaux fins sur des fondations plus grossières. Ce paramètre a été pris en compte par le moyen d'un facteur correctif tenant compte de la nature du sol.

TABLEAU N°4 : PARAMÈTRE DE REQUALIFICATION (NATURE DU SOL)

Critère Nsol	Paramètre de requalifacation Nsol	Définition
	0.1	Dégradation faible
	0.5	Dégradation moyenne
	1	Dégradation forte

Phénomènes d'érosion ou d'accumulation (Nsit) :
Ce paramètre renseigne sur la tendance à l'érosion, notamment au regard des observations de terrains et des dispositions intrados/extrados ou restrictions de sections (fonctions des vitesses d'attaques des écoulements en crues).
TABLEAU N°5: PARAMÈTRE DE REQUALIFICATION (ÉROSION-ACCUMULATION)

	Paramètre requalification Nsit
Accumulation	0.01
Mixte : profil escalier	10
Érosion berge basse	100
Erosion berge haute	100

Il s'agit du paramètre le plus qualitatif car, pour le phénomène d'érosion externe, le retour d'expérience (acquis par l'observation du terrain) renseigne mieux que des approches mathématiques. Le paramètre de requalification est évalué selon le type d'érosion observé.
La probabilité est ainsi définie pour chaque profil selon l'expression suivante :
Probabilité de rupture = Nsol x Nsit x Probabilité de rupture sans facteurs aggravants.

Surverse
Dans le cas de la surverse, compte-tenu :

- des linéaires largement surversants dès les faibles occurrences (période de retour de la crue : 50 ans) ;
- de la nature des crêtes et parement aval des remblais ;
- de l'historique des brèches (surverse très probable lors de l'événement de 2003),

Il a été considéré que toute surverse entraine une rupture de l'ouvrage : la probabilité de rupture est donc égale à 1.

La probabilité de rupture de la digue par effet de surverse dépend directement :

- de l'occurrence de la crue (et donc de la ligne d'eau)
- Des seuils de revanche de sécurité classiquement admis sur les endiguements
- Des surcotes dues au vent définies par le calcul du Fetch effectif (pour les secteurs sensibles au vent de Sud-Est) ;
- De la précision du modèle hydraulique (calage) et de sa sensibilité.

TABLEAU N°6 : PROBABILITÉS DE RUPTURE PAR SURVERSE

Critère revanche R	Probabilité de rupture
R > 1 m	< 1/1000
1 > R > 0.5	1/100 à 1/1000
0.5 > R > 0.3	1/2 à 1/100
0.3 > R > 0	1 à 1/2
R < 0	1

Un outil de suivi de l'ouvrage

L'objectif premier du crible est le diagnostic de la digue afin d'en évaluer les risques de ruptures.
Cependant, il pourra aussi être utilisé par l'exploitant de la digue pour mieux connaître son ouvrage. En effet, le crible constitue une base de données permettant d'accéder rapidement aux principaux paramètres géométrique et géotechnique de l'ouvrage en un point donné (pas de 20m).
A titre d'exemple, l'exploitant pourra en quelques minutes, retrouver les paramètres tels que : la hauteur d'eau pour les 4

crues de références, largeur en crête, hauteur de la digue, pente des talus, largeur du ségonal, la tendance géotechnique de la fondation et de la digue…
En un point donné, l'outil permet aussi de localiser le sondage géotechnique le plus proche, qui a été réalisé.
Les profils considérés dans le crible sont repérés en x, y, z ainsi que en point kilométriques (selon le système de PK en place sur le Rhône), ce qui permet de localiser facilement un point d'intérêt.

Le caractère continu de l'outil proposé réside :
- ✓ dans la discrétisation en tronçons élémentaires, par rapport au grand linéaire de l'ouvrage,
- ✓ dans la possibilité, pour l'exploitant, de faire vivre l'outil de façon continue dans le temps, en l'enrichissant des données et autres reconnaissances recueillies au fur et à mesure de la vie de l'ouvrage,

Les limites de l'outil *crible* résident dans la moindre précision des sondages géophysiques par rapport aux essais géotechniques (carottés et essais au pénétromètre statique), et la moindre précision des calculs de risques de ruptures par rapport à une modélisation aux éléments finis.
En effet, les reconnaissances géophysiques ne permettent pas d'investiguer la couche superficielle (sur une épaisseur qui est fonction de l'écartement des électrodes dans le cas de panneaux électriques). Il convient donc d'adapter les reconnaissances géophysiques au degré de précision souhaité pour le diagnostic.

Les résultats obtenus avec l'outil *crible* permettent d'analyser la tendance et la variation du risque d'un tronçon à l'autre de la digue et non pas de donner une estimation précise du risque de rupture en un point donné.

Conclusion

L'intérêt du *crible* réside dans son caractère systématique de détermination des risques de ruptures après discrétisation du linéaire en tronçons élémentaires (800 tronçons de 20 m dans le présent cas), par rapport au découpage habituel en tronçons homogènes définis a priori (avant le diagnostic), la compilation de tous les paramètres techniques dans un seul et même graphique, ainsi que la possibilité de continuer à utiliser cet outil durant la vie de l'ouvrage pour faciliter sa surveillance. Néanmoins un découpage en tronçons homogènes défini APRES la collecte des données, sur la base d'une segmentation dynamique permettrait d'arriver au même résultat que le *crible*, mais en nécessitant l'utilisation d'un outil spécifique, tel celui établit par l'association de SIRS Digues avec le projet DIGSURE.

Le *crible* offre à l'ingénieur et l'exploitant un outil de détermination automatique et systématique du risque de rupture géo localisé tout le long de la digue.
L'interface permet à son utilisateur de visualiser graphiquement et directement le niveau de risque selon un code couleur et pour différents modes de rupture.
Le travail de l'utilisateur consiste préalablement à collecter et interpréter les données topographiques, bathymétriques, hydrauliques, géotechniques et géophysiques.

Du niveau de continuité et de précision des différents relevés dépendra les performances du *crible*. Ainsi le développement d'un tel outil de criblage et de géolocalisation du risque va de pair avec les développements technologiques des méthodes de relevés topographiques et géophysiques à grand rendement en termes d'acquisition de données.

L'outil pourra être utilisé par l'exploitant de la digue pour accéder rapidement aux données caractérisant l'ouvrage et en améliorer sa connaissance, facilitant ainsi la surveillance et la gestion de l'entretien.

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : modèle d'aléas de rupture

Loire River levees hazard studies: failure modes model

Jean Maurin[1], Arnaud Boulay[1], Edouard Durand[2], Stéphane Piney[2], Bastien Bridoux[2] et Rémy Tourment[3]

[1]DREAL Centre, 5 avenue Buffon, BP 6407 45064 Orléans cedex 2, France
e-mail: *prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr*,
[2]CETE Normandie-Centre, LRPC Blois, PCI « Connaissance des ouvrages hydrauliques et de la morphodynamique fluviale »,
11 rue Laplace, CS 2912, 41029 Blois Cedex, France,
e-mail: *prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr*,
[3]Irstea, Centre d'Aix en Provence, 3275 route Cézanne, CS 40061,
13182 AIX EN PROVENCE Cedex 5, France,
e-mail: prenom.nom@irstea.fr

Résumé

Les études de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents ont été remises pour la fin de l'année 2012 aux services de contrôle. Elles sont au nombre de trois : la levée du val d'Orléans, les levées du val de Tours et la grande levée du val d'Authion. A elles trois, elles représentent près de 185 km de levées de terre et protégent quelques 240.000 habitants.

La réalisation de ces études a nécessité la construction d'un modèle pour approcher la probabilité de rupture sur chaque tronçon de la levée. Ce modèle de calcul d'aléa de rupture de digue en probabilités subjectives a été mis au point par les partenaires associés dans la réalisation de ces études : la DREAL Centre, Irstea (Unité de recherche Ouvrage Hydrauliques à Aix) et le LRPC de Blois, ce dernier ayant de plus développé l'outil.
Ce modèle, appelé CARDigues (Calculs d'Aléas de Rupture pour les Digues), a permis de croiser différentes informations indispensables à l'évaluation du risque.

Ainsi, la topographie, les sollicitations hydrauliques, les caractéristiques géotechniques et les observations des visites techniques approfondies (comme la présence de canalisations, de maisons encastrées, de végétation…) sont des éléments d'entrée du modèle. Les sorties sont des probabilités de rupture par tronçon de 50 m de long par classe de crue (8 classes peuvent être utilisées dans l'outil, sans limite dans le modèle) et par mode de rupture considéré.

Les 5 modes de ruptures retenus sont :

- la surverse
- l'érosion interne
- le glissement des talus
- l'érosion externe en pied de digue côté fleuve
- le soulèvement hydraulique en pied de digue côté val

Pour chaque mode de rupture et chaque classe de crue, le modèle est bâti sur la distinction entre la probabilité d'apparition du phénomène et la probabilité de rupture, une fois le phénomène considéré apparu. L'aléa de rupture étant la multiplication de ces deux probabilités.

Le modèle fait appel dans sa conception à des calculs et des méthodes déjà connues mais aussi à des méthodes en cours de développement et repose donc en partie sur des dires d'expert. Loin d'être figé ce modèle sera utilisé dans une partie des études de dangers de la Loire et de ses affluents pour les levées de classe B et C lancées en 2011. Ces 45 études seront réalisées par plusieurs bureaux d'études et seront autant d'occasion de faire évoluer ces méthodes pour améliorer les résultats de calcul.

Abstract

The hazard studies on the Loire's class A levees will be submitted back the 2012 December the 31st to the control's offices. They are three: the Orleans levee, the levees of Tours and the big levee of Authion. To them three, these systems of embankments represent more than 185 kilometers of levee and protect some 240 000 inhabitants.

The realization of these studies has required the construction of a model to approach the probability of failure on every section of the levee. This model has been finalized by the partners associated in the realization of these studies: the

DREAL Centre, the Irstea and the LRPC of Blois, this last one having developed it.

These models, named CARDigues, (the calculations of rupture risks for the levee) enable to cross different indispensable information to the risk assessment.

Thus, topography, hydraulic solicitations, characteristic geotechnical and the deepened observations of the technical inspections (such as the presence of seepage, of recessed houses, of vegetation.) are entrance data parameters of the model. The exits are probabilities of rupture by section of 50 meters long by class of rise in the water level (8 classes can be used) and for each failure made take in account.

The 5 retained failure modes are:

- overtopping
- internal erosion
- sliding slopes
- external erosion
- uplift

For every failure mode, the model makes the distinction between the probability of apparition of the phenomenon and the probability of breach of the levee, once the considered phenomenon appeared. The risk of rupture being the multiplication of these two probabilities.

The model takes in account in its conception calculations and well know methods but also for techniques in progress development and lays therefore in part on expert jugements. Far from being achieved this model will be used in a part of the hazard studies of the Loire and its tributaries for the levees class B and C launches in 2014. This exerience will be the referee gathered to evolve methods and refine the calculation results**.**

Introduction

Les études de dangers de digue de protection contre les inondations doivent mettre en évidence les tronçons de chaque digue qui sont les plus fragiles et permettre d'estimer leur probabilité de rupture.
Pour réaliser les études de dangers de digues de classe A de la Loire, un modèle de calcul des aléas de rupture a été mis au point.[5]
Créé par le comité technique des études de dangers des levées de la Loire (Classe A) puis construit par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois, le modèle CARDigues est une feuille de calcul « excel ». Il permet de prendre en compte simultanément sur chaque tronçon de digue et pour différentes crues considérées des paramètres facilement disponibles comme : la topographie de l'ouvrage, le contexte géotechnique de la digue et de sa fondation, les constatations des visites techniques approfondies (ou d'autres éléments résultant d'examens visuels) et du diagnostic initial (informations extraites de la base SIRS Digues) ainsi que les confortements qu'a connu l'ouvrage et enfin certaines barrières de sécurité résultant de la gestion de l'ouvrage.

Concept général

Dans la méthodologie semi-probabiliste mise au point pour les études de dangers des digues de classe A de la Loire, les levées sont divisées en tronçons de longueurs égales à 50 mètres.
Chaque tronçon de 50 mètres est caractérisé par un profil en travers représentatif de la situation la plus défavorable le long du tronçon. Ce profil a été établit grâce à un levé topographique Lidar.
Sur chacun de ces tronçons l'aléa de rupture est calculé pour les 5 principaux modes de rupture retenus (surverse ; érosion interne ; glissement des talus ; érosion externe en pied de digue côté fleuve ; soulèvement hydraulique en pied de digue côté val). Ces modes de rupture peuvent se décrire en termes de scénarios de rupture de digues. Ainsi 5 scénarios de types différents ont été distingués, définis par leur mécanisme élémentaire d'initiation mais mettant le plus souvent en jeu plusieurs mécanismes élémentaires de détérioration.
Les calculs de probabilité de rupture sont, pour chaque crue considérée, décomposés en deux : d'une part la probabilité d'apparition du phénomène initiateur et une fois celui-ci apparu la probabilité que la levée rompe et crée une brèche. L'aléa de rupture étant la multiplication de ces deux probabilités.
Pour chaque profil ces deux probabilités sont donc calculées pour chaque crue de référence, pour chaque mode de rupture et pour tous les modes.
La levée d'Orléans a été divisée en 877 tronçons, celles de Tours en 1166 tronçons (levée de Loire : 577, levée du Cher : 526 et levée du canal : 63) et celle de l'Authion en 1593 tronçons.

Données d'entrée du modèle

Données générales
Chaque tronçon est repéré par son N° et le point kilométrique en son axe (Pk) depuis l'origine de la levée.
Les noms de la commune, du lieu-dit où il se situe, du propriétaire et du gestionnaire de chaque tronçon sont entrés ainsi que le numéro du tronçon de SIRS Digues la base de données de gestion des ouvrages.
Ces données d'information permettent de repérer le tronçon et de connaître sa situation administrative et de faire des liaisons directes avec les données de SIRS Digues.

Données topographiques
Chaque tronçon est décrit par les coordonnées en X, Y et Z de chaque point caractéristiques de la levée.
Le profil de la levée est représenté par une figure géométrique simplifiée.

Les points caractéristiques sont au nombre de 7 :

- Point 0 : crête de la berge du fleuve ou de la rivière
- Point 1 : pied de levée côté Loire ou rivière
- Point 2 : crête de digue côté Loire ou rivière
- Point 3 : crête de la banquette
- Point 4 : crête de la digue en pied de banquette (c'est ce point qui est considéré comme le sommet de la levée. Il est pris comme position de l'axe de la polyligne représentant la levée)
- Point 5 : crête de la digue côté val
- Point 6 : pied de levée côté val

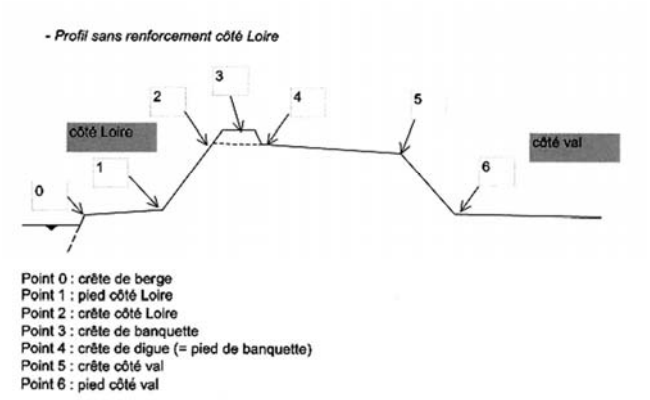


FIGURE 1 : - POINTS CARACTÉRISTIQUES D'UN PROFIL DE LEVÉE DANS CARDIGUES

Les coordonnées des points renseignés sont en Lambert 93 pour la planimétrie et en NGF (IGN69) pour l'altimétrie.
Pour les études de dangers des levées de classe A de la Loire les coordonnées ont été obtenues à l'aide des MNT Lidar de 2002 pour Tours et l'Authion et de MNT Lidar Flimap haute résolution (2010) pour la levée d'Orléans.
Ces données brutes permettent le calcul des différentes valeurs géométriques caractérisant le tronçon. Le modèle calcule donc :

- la largeur de la levée en pied
- la hauteur de la digue
- la pente du talus côté rivière
- la pente du talus côté val
- la largeur de la levée en tête
- la largeur du franc-bord entre le fleuve et le pied de levée

Données hydrauliques

L'outil développé permet de prendre en compte 8 lignes d'eau différentes, correspondant aux 8 crues pouvant être testées. Les hauteurs d'eau au niveau de chaque profil sont donnée en cote NGF. Il est également possible de prendre en compte la présence d'eau à l'intérieur du val par une cote altimétrique (par exemple à l'aval d'un endiguement pour tenir compte d'une inondation par remous).

Données géotechniques

Le contexte géotechnique de la digue a été établi comme constante. Le corps de digue est assimilé à des limons-sableux.
La fondation est représentée par trois couches géologiques considérées homogènes.

- un niveau d'assise de sols fins (limon ou argile) peu perméables représenté par sa densité, son épaisseur et sa perméabilité, côté fleuve et côté val.
- un niveau d'alluvions plus grossières (sables/sables et graviers) perméables représentées par sa densité, son épaisseur côté fleuve et côté val et sa perméabilité.
- le substratum imperméable.

Données de structure et d'anomalies

Ces informations, propres à chaque tronçon, sont susceptibles d'influencer les calculs probabilistes.
Elles sont liées à l'utilisation de la digue et des dégradations qu'elle peut présenter:

- présence d'une banquette en crête côté fleuve
- présence d'une banquette en crête côté val
- présence de bâtiment encastré.
- présence de mur de soutènement ou mur de quai
- présence de point bas sur la banquette (coté fleuve ou en crête côté val)
- présence de végétation ligneuse (arbres) sur la levée ou à proximité. Trois types de colonisation sont prises en compte (isolée, clairsemée ou généralisée)
- présence et position d'une canalisation. Deux types de position sont possibles soit qualitative (haute, moyenne ou basse) soit par sa cote en NGF.
- présence de terriers d'animaux fouisseurs la position est qualitative (haute, moyenne ou basse) la notion de traversant est indispensable.
- Présence de désordres affectant le talus côté Val (obstacle ou décapage de la couche de terre végétale herbacée ou les deux simultanés).
- facteurs aggravants l'affouillement de pied côté fleuve (érosions diverses, obstacle)
- facteurs particuliers aggravants le risque d'érosion interne.

Données des renforcements, protections ou améliorations

Les facteurs favorables à la stabilité et à la sécurité de la levée sont aussi utilisés dans le modèle. Les calculs prennent donc en compte les dispositifs de protection dont bénéficie chaque tronçon :

- déversoir, levée est résistante à la surverse
- renforcement de talus côté val
- renforcement du corps de la levée par écran étanche
- renforcement de pied côté fleuve
- facteur améliorant pour l'érosion interne

Barrières de sécurité de la gestion
La capacité du gestionnaire à anticiper ou à réparer une défaillance du système est prise en compte crue par crue. On distingue les cas :

- où le gestionnaire a les moyens de surveiller la levée et de prévenir les éventuelles défaillances avant la crue.
- où le gestionnaire a les moyens de surveiller la levée et d'intervenir en cas de défaillance pendant la crue.
- où le gestionnaire a les moyens de surveiller la levée mais n'a pas les moyens d'intervenir en cas de défaillance
- où le gestionnaire n'a pas les moyens de surveiller la levée et donc n'a pas les moyens adéquats pour intervenir en cas de défaillance (c'est le cas lorsque la sécurité des agents n'est plus assurée et que l'évacuation des surveillants est nécessaire)

Modes et mécanismes de rupture

Le modèle prend en compte les principaux modes de rupture [2] rencontrés, sur la base des retours d'expérience de systèmes d'endiguement semblables à ceux de la Loire.
Ces modes de rupture font appel à des mécanismes de défaillance qui, combinés, peuvent entraîner une brèche. Les mécanismes sont :

La surverse
La surverse intervient lorsque le niveau des eaux dépasse le niveau du sommet de la digue. L'eau qui passe alors par-dessus la levée, en se déversant, érode le talus en entraînant les matériaux constitutifs de la digue. L'érosion s'accélère rapidement avec l'augmentation de la pente du talus érodé et/ou la concentration (ou perturbation) des écoulements sur le talus qui crée une ravine jusqu'à aboutir à une rupture totale de la digue. Ce phénomène est freiné par la qualité de l'enherbement du talus, de son revêtement ou par la faiblesse de sa pente.

L'érosion interne
L'érosion interne est un ensemble de phénomènes lié à la qualité des matériaux constitutifs de la digue et de sa fondation. Elle se produit lorsque deux conditions sont réunies :

- quand l'eau est capable de traverser la digue ou sa fondation lorsque celle-ci est en eau ;
- quand les matériaux constitutifs de l'ouvrage sont entraînés par l'eau circulant dans la digue vers l'extérieur. Le phénomène s'accélère avec la perméabilité du matériau qui augmente avec le départ des éléments les plus fins, pouvant ainsi engendrer une brèche.

L'érosion interne peut prendre plusieurs formes, de l'érosion généralisée, ou suffusion, à l'érosion localisée (de contact, de conduit ou régressive). L'érosion généralisée se produit lorsque la digue est saturée d'eau et lorsque les particules les plus fines sont capables de traverser le squelette constitué par les éléments les plus gros, alors les éléments de plus en plus gros sont mobilisés et entraînés à l'extérieur de la digue. L'érosion localisée se produit à partir d'une irrégularité dans la perméabilité du corps de la digue. L'érosion de conduit est généralement appelée renard hydraulique. Il est souvent lié à des facteurs extérieurs tels que :

- les terriers d'animaux fouisseurs ;
- les racines d'arbres ;
- les ouvrages traversant ou inclus tels que les canalisations ;
- la conjugaison de plusieurs de ces phénomènes et des autres formes d'érosion interne.

L'érosion interne est un phénomène capable de provoquer, à lui seul, la rupture d'une digue. Il peut être néanmoins associé à d'autres modes de rupture, l'érosion interne restant souvent le mode final de la rupture.

Le glissement de talus
La déstabilisation de talus par glissement, qui est favorisée par la saturation des matériaux de la digue peut se produire côté val quand le corps de digue est saturé ou côté fleuve à la décrue ;
Les glissements ne sont généralement pas capables d'entraîner une rupture directe de la levée. Celle-ci peut être initiée par ce type de défaillance et se poursuivre par d'autres phénomènes, le plus souvent par érosion interne. La digue, une fois affectée par un glissement, voit sa géométrie amputée et donc sa résistance à l'érosion interne diminuée au point d'en occasionner potentiellement la rupture.

L'érosion externe
L'érosion externe est un phénomène qui se produit quand un courant d'eau à l'extérieur de la digue est capable d'entraîner ses matériaux constitutifs ou ceux de sa fondation.
On rencontre 3 types principaux d'érosion externe :

- en contact avec le fleuve, la fondation peut être affouillée en pied de digue ;
- en crue, le talus côté cours d'eau peut être érodé par le courant ;
- en cas de surverse, le talus côté val peut être érodé par les écoulements.

À l'exception du cas des surverses où l'érosion externe est la cause directe de la rupture, l'érosion externe du pied de digue ou du talus côté fleuve est rarement capable d'en produire une. Elle est, en revanche, initiatrice d'un glissement qui, associé à une érosion interne, provoque la rupture de la digue.
Le modèle se limite à l'étude du cas d'attaque du pied de digue coté fleuve par le courant et prend en compte des éléments favorables (protection en enrochement) et défavorables (obstacles perturbant l'écoulement érosion préexistante)

Le soulèvement hydraulique de la fondation côté val
Ce phénomène correspond à la déstabilisation de la fondation de la digue qui peut se produire dans un cas de figure souvent rencontré au niveau des levées de Loire. Une couche géologique très perméable (alluvions sablo-graveleuses) est surmontée d'une couche imperméable (limon). Si la pression hydrostatique de l'eau dans la couche d'alluvions perméables est susceptible de déstabiliser la couche limoneuse imperméable, il peut y avoir « claquage » c'est à dire une perte de la continuité de l'imperméabilité de cette dernière couche. Ce phénomène est appelé « soulèvement hydraulique côté val ».
Ce mécanisme seul n'est pas susceptible d'entraîner de rupture de la levée mais il supprime une barrière importante à l'érosion interne régressive de la couche de matériaux fins peu perméables. Ce mode de rupture est donc associé à une rupture par érosion interne en considérant cette couche côté val inexistante.

Modes de défaillance non pris en compte
La déstabilisation d'ensemble n'a pas été prise en compte dans le modèle CARDigue ; ce n'est pas un mode de rupture retenu pour les levées de la Loire compte tenu de la géologie tabulaire des couches.
Les seuls cas sur la Loire où ce type de phénomène est possible sont les passages sous les ponts, ferrés ou autoroutiers. Dans ce cas la levée a été abaissée pour permettre la circulation sommitale (création d'un point bas). La continuité de la protection est assurée par un mur en maçonnerie ou en béton qui peut lui subir une déstabilisation d'ensemble. Ces cas sont étudiés à part mais sont néanmoins décelés par le modèle qui signale localement un point bas.
Un autre mode non pris en compte est la rupture par effondrement karstique ou par déstabilisation de la levée suite à la présence de fontis d'origine karstique.
Ces cas de figure ont bien été mis en évidence notamment sous la levée d'Orléans mais aujourd'hui nous ne disposons pas des conclusions de recherches en cours qui pourraient nous éclairer dans la méthodologie et le calcul des aléas de rupture associés.

Calcul de probabilité

Les calculs probabilistes nécessitent que les événements que l'on combine entre eux soient indépendants. Le modèle repose sur cette hypothèse mais il est évident que les probabilités de rupture des tronçons restent dépendantes les une des autres. En effet dès lors qu'un tronçon est affecté par une rupture les tronçons voisins sont entraînés dans la brèche, les tronçons loin à l'aval verront en revanche leur probabilité diminuée du fait de l'écrêtement de la ligne d'eau due à la brèche.
Néanmoins l'objectif des études de dangers est l'estimation de la probabilité de la première brèche. C'est pourquoi nous considérerons que les probabilités sont indépendantes tant qu'aucune brèche ne s'est déjà produite.
Le modèle ne pourra donc être utilisé que pour identifier, par probabilités relatives, le tronçon où la première brèche a le plus de chance de survenir.
Pour chaque mode de rupture le modèle calcule la probabilité que le phénomène en cause apparaisse (glissement de talus, surverse…) puis la probabilité qu'une fois apparu, il engendre une rupture de la digue par brèche.
Ces calculs sont faits pour chaque situation hydraulique (niveau d'eau), pour chaque mode de rupture et pour chaque tronçon de digue.
Ainsi pour chaque mode de rupture, ces probabilités sont calculées suivant une méthodologie complexe qui fait appel à un logigramme pour tenir compte des scénarios les plus réalistes.
Nous décrivons ci-dessous les grandes lignes de cette méthodologie, suivant les différents modes de rupture

La surverse
La probabilité d'apparition de la surverse est fonction de la différence entre le sommet de la levée (point 4 de la figure n°1) et la ligne d'eau en crue issue du modèle 1D Loire Moyenne.
A noter que les banquettes (rehausses) souvent présentes en crête des digues ne sont pas prises en compte à ce stade.
La probabilité de rupture une fois la surverse établie est fonction de la hauteur d'eau qui passe au-dessus de la digue, au-delà d'une lame d'eau de 20 centimètres, la probabilité de rupture est prise égal à un compte tenu des observations faites lors des crues historiques [3].
Des cas spécifiques de calculs prennent en compte des éléments particuliers du tronçon comme :

- la présence structurelle ou fonctionnelle d'un déversoir la probabilité associée est prise égal à 10^{-3}
- la présence d'une banquette en crête côté val pour laquelle la rupture est considérée comme certaine en raison de la concentration des écoulements induite sur le talus côté val.

Des coefficients secondaires pondèrent la probabilité de rupture pour tenir compte de la pente du talus côté val, de la largeur en crête de la digue, de la présence d'un obstacle dans le talus côté val.

L'érosion interne
La probabilité d'apparition d'infiltrations au travers et sous la levée susceptible, de provoquer la rupture par érosion interne est calculée à l'aide de la formule de Bligh basée sur le ratio L/H, L étant la largeur de base de la digue et H la charge hydraulique (différence entre le niveau d'eau côté rivière et côté val)

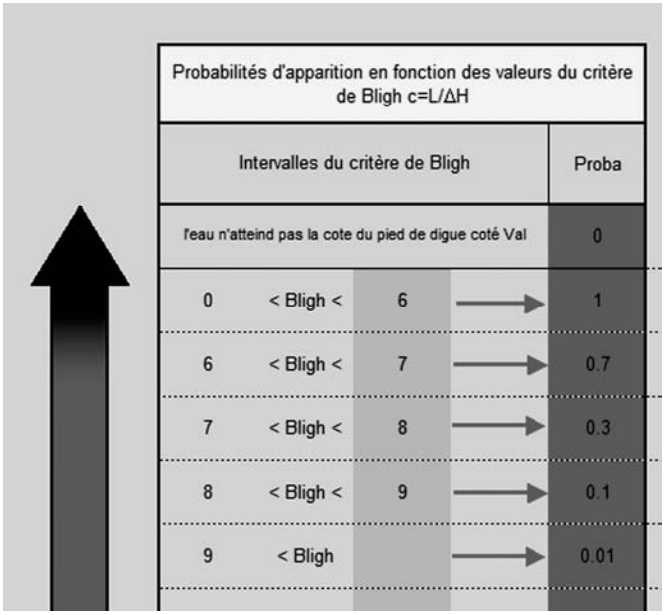


FIGURE 4 : - LOGIGRAMME DE LA PROBABILITÉ D'APPARITION DE L'ÉROSION INTERNE

A ce ratio brut de Bligh est associée une probabilité à chaque classe présentée à la figure n°4, considérant pour un profil type de base, une levée et une fondation en limon reposant sur des alluvions sablo-graveleuses de Loire.
Pour tenir compte du limnigramme de crue type, des particularités liées aux désordres, anomalies ou aux aménagements modifiant la résistance à l'érosion interne, des coefficients (voir figure n°5) sont appliqués à la largeur de la digue.
Ces coefficients ont été calculés en comparant le profil type avec les profils contenant les anomalies ou améliorations. Cette comparaison s'est faite, en appliquant la loi de Darcy, sur la somme des produits de la distance par la perméabilité du chemin de l'eau le plus critique au travers de la digue ou de sa fondation. [4]
La probabilité de rupture une fois l'écoulement d'eau établi, est fonction de la présence d'un filtre drainant côté val et de la nature de la surveillance et de l'organisation du gestionnaire en crue.

Le glissement de talus
La probabilité d'apparition de glissement, est apprécié pour chaque profil au facteur de sécurité F obtenu par un calcul paramétrique aux états limites ultimes ELU basé sur la méthode de Bishop, selon la géométrie de la digue, la nature du support et la charge hydraulique. Ils tiennent compte de facteurs partiels. Les probabilités d'apparition sont ensuite définies en fonction d'intervalles de F (plus F est grand plus la probabilité est faible).

Coefficients (multiplication) de Bligh dus au type de profil						
			Digue non renforcée	Digue renforcée coté Loire	Digue renforcée coté Val	
Facteurs modifiant le critère de Bligh		Code	Famille 1	Famille 2	Famille 3	Famille 4
Anomalies	Profil de base	F	1	1	1	Coef à définir
	Présence de Maison encastrée Cote Val	BatV	0.8	1	1	Coef à définir
	Présence de Maison encastrée Coté Loire	BatL	0.8	1	1	Coef à définir
	Présence de Maison encastrée des deux cotés	Bat2	0.8	1	1	Coef à définir
	Présence de canalisation en position haute	CanH	0.08	0.09	0.15	Coef à définir
	Présence de canalisation en position moyenne	CanM	0.07	0.09	0.1	Coef à définir
	Présence de canalisation en position basse	CanB	0.06	0.08	0.09	Coef à définir
	Présence de terriers non traversants en position haute	TerH	0.7	0.9	0.9	Coef à définir
	Présence de terriers non traversants en position moyenne	TerM	0.7	0.9	0.9	Coef à définir
	Présence de terriers non traversants en position basse	TerB	0.7	0.9	0.9	Coef à définir
	Présence de terriers traversants	TT	0	0	0	0
	Végétation ligneuse isolée	VLI	0.6	0.8	0.8	Coef à définir
	Végétation ligneuse clairsemée	VLC	0.4	0.6	0.65	Coef à définir
	Végétation ligneuse généralisée	VLG	0.1	0.2	0.2	Coef à définir
	sence d'horizon argilo-limoneux en couche d'assise de la di	AbsLimo	0.78	0.78	0.78	Coef à définir
	Paroi étanche	PET	10000	10000	10000	Coef à définir
Les canalisations seront prises en compte dès lors qu'elles sont submergées de :						0.50 m

FIGURE 5 : - TABLEAU DES COEFFICIENTS PAR SITUATION

La probabilité d'apparition est définit comme suit :
- F entre 0 et 1 : 1
- F entre 1 et 1,1 : 0,7
- F entre 1,1 et 1,3 : 0,3
- F entre 1,3 et 1,5 : 0,1
- F supérieur à 1,5 : 0,01

La présence de certains types de renforcements en pied côté Loire améliore le facteur F. Par exemple, si le profil dispose de renforcement par enrochement du pied, le facteur F calculé sera majoré de 20%.

Pour un certain nombre de profils, la probabilité d'apparition n'est pas définie via le facteur de sécurité F mais directement par l'opérateur. Ces profils dont le risque d'apparition est très faible, rassemblent les cas suivants:
- présence d'un bâtiment encastré
- présence murs (mur de soutènement ou mur de quai)
- pente du talus inférieure à 10°
- hauteur du talus inférieure à 1m

L'utilisateur définit les limites des intervalles de F et les probabilités correspondantes, ainsi que la probabilité d'apparition de glissement pour les cas particuliers ci-dessus.

Le glissement correspond à une déstabilisation du talus qui aggrave le risque vis à vis de l'érosion interne qui constitue le mécanisme provoquant la rupture, *in fine*.
La probabilité de rupture par glissement est donc établie dans ce modèle à partir de l'aléa d'érosion interne, que l'on majore pour tenir compte du glissement.

Le modèle permet de choisir le mode de majoration des probabilités de l'aléa d'érosion interne, parmi les deux suivants:

- sur classement d'une classe d'aléa de l'apparition de l'érosion interne
- multiplication de la probabilité de l'aléa d'érosion interne par un facteur fixe de 1,10 (choix fait pour les levées de classe A de la Loire)

L'érosion externe (affouillement)
Le modèle ne traite l'érosion externe qu'au niveau des pieds de levée en contact avec le lit vif du fleuve ou de ses affluents. L'érosion du talus côté fleuve n'est pas traité car elle n'a jamais été mis en évidence sur les levées de la Loire. L'érosion externe du talus côté val est traitée dans le cadre des surverses.
Le phénomène d'érosion externe (affouillement) des pieds de levées côté Loire n'est pas capable seul d'entraîner une rupture.
L'apparition de ce phénomène se traduit par un affouillement de la fondation, déstabilisant le pied de digue. Cette déstabilisation provoque un glissement de talus qui réduit la largeur de l'ouvrage, suivi d'un phénomène d'érosion interne qui peut provoquer la rupture.
La probabilité d'apparition du phénomène d'érosion des pieds de levée a été définie en fonction de la largeur du franc-bord :

- franc-bord entre 0 et 5 mètres : 0,01
- franc-bord entre 5 et 10 mètres : 0,001
- franc-bord supérieur à 10 mètres : 0

Les facteurs améliorants la probabilité sont affectées d'un coefficient minorant en cas de présence de :

- palplanches en protection de pied : 0,0001
- enrochements en protection de pied : 0,001
- fascines en protection de pied : 0,1
- parafouille en protection de pied : 0,001

Les facteurs aggravants la probabilité sont affectée d'un coefficient majorant en cas de présence de :

- fosse d'érosion en rivière : 50
- érosion en pied déjà active : 20
- obstacle ou point dur en pied de digue : 50
- érosion et obstacle en pied de digue : 60

La probabilité de rupture une fois l'apparition du phénomène d'érosion des pieds de levée est fonction de la probabilité de rupture par glissement avec un surclassement d'une classe d'aléa ou une multiplication de l'aléa glissement par un facteur pris égal à 4.

Soulèvement hydraulique de la fondation côté val

Le risque d'apparition d'un soulèvement hydraulique, est apprécié par le calcul d'un Facteur de sécurité Fh basé sur la méthode de l'USACE [1]. Ce facteur est fonction de nombreuses variables (épaisseurs et perméabilité des alluvions, du niveau d'assise, et des données géométriques de la digue.

Les probabilités d'apparition sont ensuite définies en fonction d'intervalles de Fh. (Plus Fh est grand, plus le risque est faible.)

La probabilité d'apparition est définit comme suit :

- Fh inférieur à 1,1 : 0,8
- Fh entre 1,1 et 1,3 : 0,3
- Fh entre 1,3 et 1,5 : 0,1
- Fh entre 1,5 et 2 : 0,01
- Fh supérieur à 2 : 0,001

En cas d'absence de la couche de sols fins sous la digue imperméable la probabilité est nulle.
Le soulèvement hydraulique n'entraîne pas, à lui seul, la rupture d'une digue. Une fois un soulèvement hydraulique établi, la dégradation de la digue se ramène au phénomène d'érosion interne de la fondation perméable. La probabilité de rupture due à un soulèvement hydraulique est donc ramenée à un calcul de l'aléa de rupture par érosion interne. Pour ce calcul, on applique une modification sur le critère de Bligh (brut, c'est a dire sans les modificateurs utilisés pour le mode Erosion Interne) pour ternir compte du soulèvement hydraulique. Les classes de probabilité en fonction de la valeur de Bligh restent les mêmes que pour l'érosion interne. La probabilité de rupture par érosion interne reste inchangée.

Combinaison des probabilités
Les probabilités d'apparition et de rupture pour chaque mode sont multipliées pour obtenir la probabilité de création de brèche pour le mode considéré = aléa de rupture.
La probabilité pour tous les modes pour une crue est calculée par la formule suivante :

$$P = 1 - \Pi_i (1- P_i)$$

La probabilité pour toutes les crues traduisant le risque existant chaque année est calculée (pour un mode ou pour tous) par une moyenne pondérée des aléas de chaque crue (les pondérations étant les intervalles autour des crues)

Fonctionnalités

Le modèle a été construit de manière à ce que les mécanismes de calculs soient figés mais que les limites de classes, les grandeurs seuils et les coefficients soient modifiables, permettant un affinage des calculs au fur et à mesure des retours d'expérience des utilisateurs.

Feuille PV par profil

L'outil de calcul d'aléas de rupture dispose d'une fonctionnalité de visualisation schématique de chaque profil. Il donne un tableau de toutes les probabilités attachées au profil sélectionné (probabilité d'apparition, de rupture et d'aléa pour chaque mode de rupture et pour chaque crue) et donne la valeur de la probabilité globale de l'aléa et des aléas annuels par mode et global.

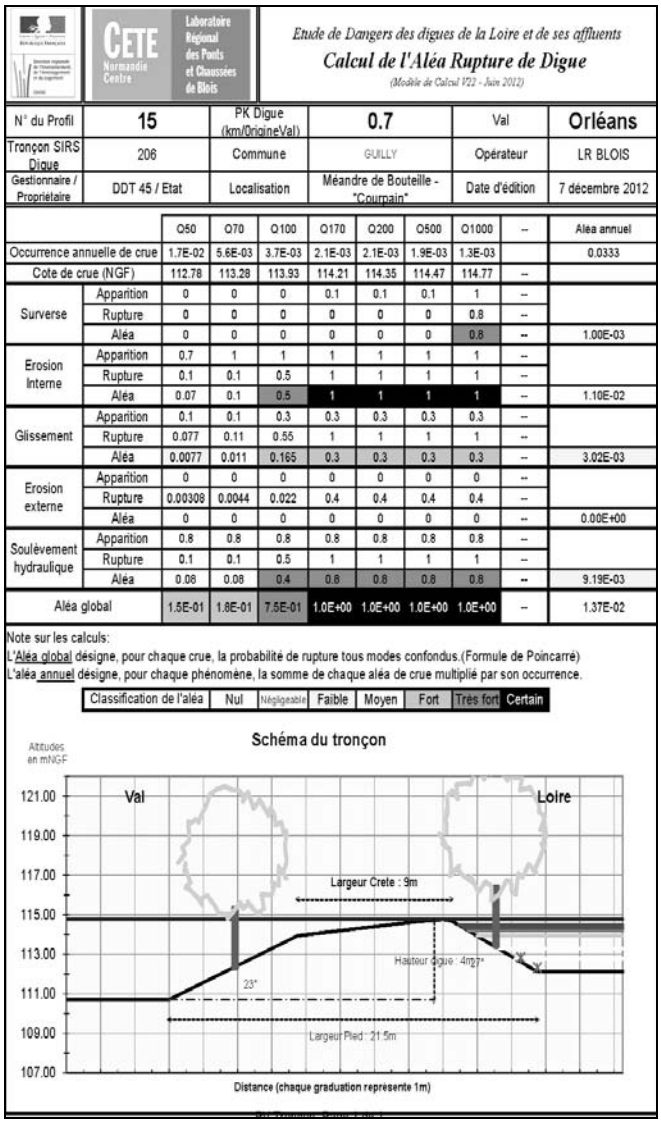


FIGURE 6 : - PV DU TRONÇON N° 15 DE LA LEVÉE D'ORLÉANS

Il donne un schéma de la levée avec les informations principales (hauteur de la levée, largeur en tête et en pied présence de canalisation, de maison encastrée ou de végétation.) le niveau d'eau de chaque crue est représenté devant la levée ou dessus en cas de surverse.

Feuille analyse

Une feuille d'analyse permet de garder les informations principales relatives à chaque modélisation et permet de comparer chaque résultat en faisant varier un ou plusieurs paramètres.

Feuille d'export

Une feuille d'export permet d'exporter les informations nécessaires pour représenter les résultats à l'aide d'un logiciel de type SIG.

Conclusion

La méthode CARDigues est un outil innovant pour réaliser une étude de dangers ou faire un diagnostic sur une levée ancienne. Il a permis de mettre en évidence les faiblesses des trois digues de classe A de la Loire. C'est un résultat essentiel dans la méthodologie des études de dangers. Néanmoins il reste encore à perfectionner :

- le calage du modèle est à affiner via tous les coefficients et paramètres pris en compte
- il est également possible de prévoir de nouveaux "modes" (scénarios) de rupture, non actuellement pris en compte.
- L'outil informatique en lui même reste en cours de développement, notamment pour l'ergonomie et les échanges avec les logiciels de données entrantes (SIRS), ou sortantes (SIG).

La réalisation des études de dangers des 45 digues de classe B et C de la Loire et des ses principaux affluents sera l'occasion d'améliorer ce modèle semi-probabiliste.

Remerciements

Nous tenons à transmettre tous nos remerciements à toutes les personnes qui ont permis la réalisation des études de dangers des digues de classe A de la Loire.

Références

[1] U.S. Army corps of Engineers (1986). *Engineering and design : seepage analysis nd control for dam*.

[2] Cemagref (2001) *Guide pratique à l'usage des propriétaires et gestionnaires - Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations*

[3] Piney (2011) Retour d'expérience des brèches historiques du val d'Orléans

[4] Maurin (2011) Calcul des digues à l'érosion interne pour un hydrogrammes de crue donnée

[5] Durand (2012) Note méthodologique Cardigues – études de dangers de la Loire

Thème 4

Aléas auxquels sont soumis les ouvrages, en particulier pour les digues maritimes, modes de rupture, scénarios et mécanismes

Rapporteurs : S. Bonelli (Irstea), G. Degoutte (CTPBOH) et T. Monier (Artélia, Sogreah)

Caractérisation du comportement mécanique des mélanges sable / fines constitutifs des digues

Caracterization of the mechanical behavior of sand and fine mixture of levees

N. Benahmed[1], T.K. Nguyen[1], P.Y. Hicher[2], M. Nicolas[3]

[1] Irstea d'Aix-en-Provence, Aix-en-Provence, nadia.benahmed@irstea.fr, kien.nguyen@irstea.fr
[2] GEM Nantes, Ecole Centrale Nantes, pierre-yves.hicher@ecnantes.fr
[3] IUSTI, Ecole Polytech de Marseille, Marseille, maxime.nicolas@polytech.univ-mrs.fr

Résumé

Cet article présente les résultats d'une étude expérimentale en laboratoire sur le comportement mécanique des sables limoneux, le plus souvent constitutifs des digues, vis-à-vis des phénomènes d'instabilité à travers des essais triaxiaux conventionnels en conditions drainées et non drainées.
Une première série d'essais triaxiaux a été réalisée sur du sable propre en mettant l'accent sur l'influence des paramètres fondamentaux tel que l'indice de densité et la pression de confinement.
Une deuxième série d'essais triaxiaux a été réalisée sur des mélanges sable/limon avec des teneurs en fines variant de 0 à 15% afin de mettre en évidence leur rôle sur l'initiation de l'instabilité et sur l'état critique. L'ensemble des échantillons a été préparé au même indice des vides initial inter-grains pour chaque série.
Les résultats issus de cette série montrent que la teneur en fines a une influence considérable aussi bien sur la résistance à l'instabilité que sur la position de la ligne d'état critique des sables limoneux.

Mots clés : essai triaxial, sable limoneux, fines, instabilité, état critique.

Abstract

This article presents the results of an experimental study in the laboratory on the mechanical behavior of silty sand, which is constitutive materials of most of dikes, towards the instability phenomena through conventional triaxial tests, under drained and undrained conditions.
A first series of tests was carried out on clean sand with an emphasis on the influence of basic parameters such as density index and confining pressure.
A second series of triaxial tests was carried out on sand / silt mixtures, with fines content ranging from 0 to 15% in order to highlight the role played by the presence of the latter on the initiation of instability and the critical state. All samples were prepared at the same initial inter-granular void ratio for each series.
The results obtained on this series show that the fines content has a significant influence both on the resistance at the instability and on the position of the critical state line of silty sands.

Keywords: triaxial test, silty sand, fines, instability, critical state.

Introduction

Les inondations constituent un risque majeur dans le monde. Elles sont souvent le théâtre de ruptures catastrophiques de digues de protection contre les inondations mettant notoirement en évidence leur insécurité et rappelant ainsi leur fragilité et leurs limites de résistances. L'existence dans les remblais de ces ouvrages et/ou dans leur fondation de couches ou de lentilles de sols potentiellement instables pousse à une profonde réflexion et une meilleure compréhension de leur comportement mécanique lorsqu'elles sont soumises à des sollicitations extrêmes.
Jusqu'à présent, plusieurs mécanismes possibles de rupture de digues ont été identifiés tels que la surverse, le glissement en masse, ou l'érosion interne. Or, des expertises récentes telles que par exemple celles réalisées par Seed et son équipe sur les digues de la nouvelle Orléans lors du passage de l'ouragan Katarina ont révélé d'autres modes de rupture possibles pour les digues comme la liquéfaction ou rupture diffuse sous sollicitations statiques, hydrauliques ou sismiques.
Depuis les cinq dernières décennies, les nombreuses recherches portant sur la liquéfaction des sols ont été réalisées sur le sable propre. Or, le sable constitutif des digues est souvent mélangé avec des fines. L'influence de celles-ci sur le comportement mécanique du matériau n'a été

abordée que récemment, avec des résultats assez contradictoires. En effet, certaines études ont montré que la résistance à la liquéfaction (monotone ou cyclique) soit augmente avec le pourcentage des fines [8], [1], soit diminue [2], [11], soit enfin baisse jusqu'à un certain seuil de teneur en fines, puis augmente au delà [4], [9], [12], [13], [7]. Quant à l'effet des fines sur l'état critique, celui-ci a été abordé soit sur l'analyse de l'indice des vides global [14], [7], [10], soit sur l'indice des vides inter-grains [7].

L'objectif de cette communication est de présenter les résultats d'une étude expérimentale réalisée sur un sable limoneux prélevé in situ, et visant à caractériser son comportement mécanique et à déterminer le rôle joué par le pourcentage des fines sur sa résistance au cisaillement, notamment sur l'initiation de la liquéfaction et sur l'état critique.

Procédure expérimentale

Matériaux étudiés

Il s'agit de matériaux naturels qui proviennent de digues de protection contre les inondations. Le sable propre utilisé a été extrait par tamisage du sable limoneux. C'est un sable uniforme et fin avec un coefficient d'uniformité C_U = 2,18, et un diamètre effectif D_{50} = 0,316mm. La masse volumique des grains est 2,67g/cm^3. L'indice des vides maximal et minimal est de 1,10 et 0,61 respectivement, déterminés selon la norme NF P94-059. La fine utilisée est un limon avec un indice de plasticité I_P = 9. Le pourcentage des fines du mélange (en masse) est de 5; 10; 15 et 20%. Les courbes granulométrique du sable propre et des mélanges sont présentées sur la Figure 1.

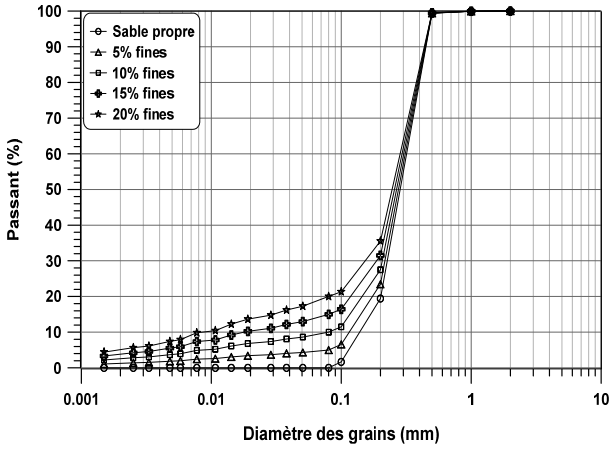


FIGURE 1: COURBE GRANULOMÉTRIQUE DES MÉLANGES SABLE/LIMON

Dispositif utilisé

Le dispositif d'essai utilisé est un système triaxial automatisé développé par Wykeham Farrance. Il s'agit d'un bâti triaxial dynamique à commandes électroniques, avec un ensemble de systèmes d'asservissement qui permet de réaliser des essais triaxiaux automatisés (phases de saturation, de consolidation, et de cisaillement), à déformation ou contrainte contrôlée, ainsi que suivant différents chemins de contraintes. Dans cette étude, l'ensemble des essais a été réalisé à déformation contrôlée, de l'ordre de 1% par minute.

Reconstitution des échantillons

L'ensemble des essais triaxiaux a été réalisé sur de échantillons reconstitués au laboratoire. La méthode utilisée est le damage humide. Celle-ci a l'avantage de permettre, d'une part, de bien maitriser les densités qu'on vise à tester et d'autre part, d'obtenir des structures très lâches par foisonnement du sable provoqué par la cohésion capillaire.
Le sable, après avoir été malaxé avec 2% d'eau désaérée, est déposé délicatement dans le moule en sept couches à l'aide d'une petite cuillère et à hauteur de chute nulle. Chaque couche, d'épaisseur 2 cm, est compactée légèrement à l'aide d'une dame qui est muni d'une tige verticale graduée et d'une petite languette horizontale amovible qui permet de contrôler la hauteur désirée en venant buter contre les bords du moule.

Pour les essais réalisés sur des mélanges sable-fines, la méthode de fabrication des éprouvettes a consisté à mixer le sable sec avec un pourcentage de fines également sec jusqu'à obtention d'un mélange homogène et sans ségrégation des particules fines, ensuite à humidifier le mélange délicatement par aspersion. Une attention particulière a été prêtée aux mesures des variations volumiques durant la phase de saturation qui est assez délicate et plus longue dans le cas des mélanges surtout lorsque la fraction de fines est importante. La procédure d'essai est détaillée dans [3].

Résultats obtenus

Comportement non drainé du sable propre

Afin d'étudier le comportement non-drainé du sable propre, une série d'essais triaxiaux monotones non drainés a été réalisée en mettant l'accent sur l'influence de deux paramètres fondamentaux à savoir l'indice de densité I_D* (ou, ce qui revient au même, à l'indice des vides) et la pression de confinement. Trois indices de densité initiaux, I_{Di}=0,10; 0,20; et 0,30 ainsi que trois pressions de confinement, Pc=100; 200 et 400kPa, ont été choisis.

* $I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$ avec e : indice des vides du sol, e_{max} : indice des vides dans l'état le plus dense, et e_{min} : indice des vides dans l'état le plus lâche.

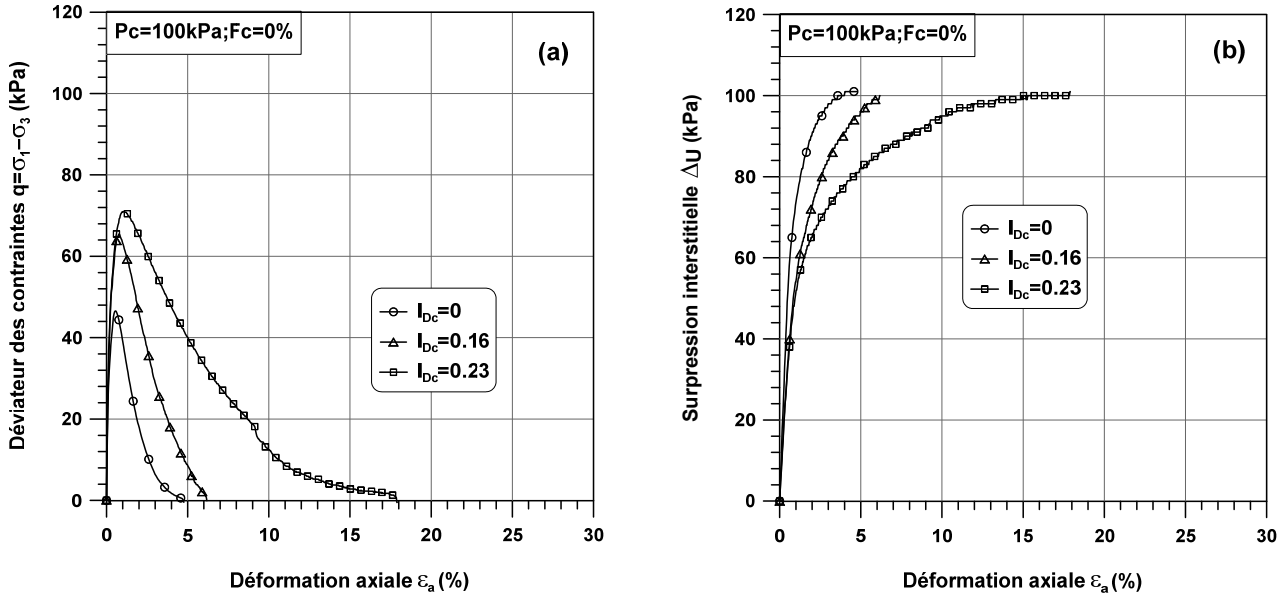


FIGURE 2: INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITÉ SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE PROPRE : (a) q-ε_a ; (b) Δu-ε_a.

Influence de l'indice de densité (ou de l'indice des vides)

Afin de mettre en évidence l'influence de l'indice de densité, nous superposons sur la Figure 2a les courbes du déviateur des contraintes *(q)* obtenues sur des essais réalisés à la même pression de confinement mais avec des indices de densité initiaux différents. On observe clairement que plus l'indice de densité est grand, c'est-à-dire plus l'échantillon est dense, plus la résistance à l'initiation de la liquéfaction est importante. En d'autres termes, plus l'indice de densité est important, plus le pic de résistance au cisaillement augmente. Par ailleurs, l'indice de densité influence également le comportement après pic du matériau. En effet, on constate que l'échantillon s'effondre d'autant plus tôt que l'indice de densité est faible. Les échantillons d'indice de densité après consolidation I_{Dc} égal à 0 ; 0,16 et 0,23 aboutissent à un effondrement total à 5% ; 6% et 18% de déformation axiale respectivement.

En termes de surpression interstitielle (delta u), la Figure 2b montre que la génération de celle-ci est d'autant plus importante que l'indice de densité est faible. La surpression interstitielle atteint la valeur de la pression de confinement sensiblement au moment où l'échantillon s'effondre.

L'allure des chemins de contraintes moyennes effectives dans le plan q-p' avec des surfaces orientées vers l'origine des axes témoigne d'un caractère fortement contractant et propre aux sables lâches (Figure 3).

Nous avons représenté sur ces chemins les maxima de déviateurs ou pics de résistance, les droites passant par ces maxima et l'origine des axes, et qui représentent la ligne d'instabilité telle que définie par Lade [5], ainsi que les angles de frottement mobilisés correspondants et qui coïncident avec l'initiation de l'instabilité des trois essais réalisés. Nous constatons d'une part que la ligne d'instabilité évolue avec l'indice de densité, et d'autre part, plus l'indice de densité est grand, plus l'angle de frottement mobilisé à l'instabilité est important. Il faut souligner que cet angle est nettement plus faible que l'angle de frottement interne du sable qui est de l'ordre de 32°.

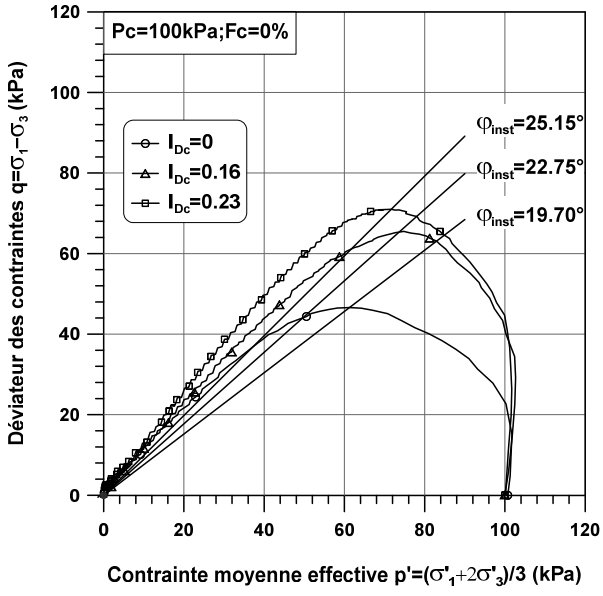


FIGURE 3: INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITÉ SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE PROPRE. CHEMIN DES CONTRAINTES EFFECTIVES ET ANGLE DE FROTTEMENT MOBILISÉ À L'INITIATION DE LA LIQUÉFACTION.

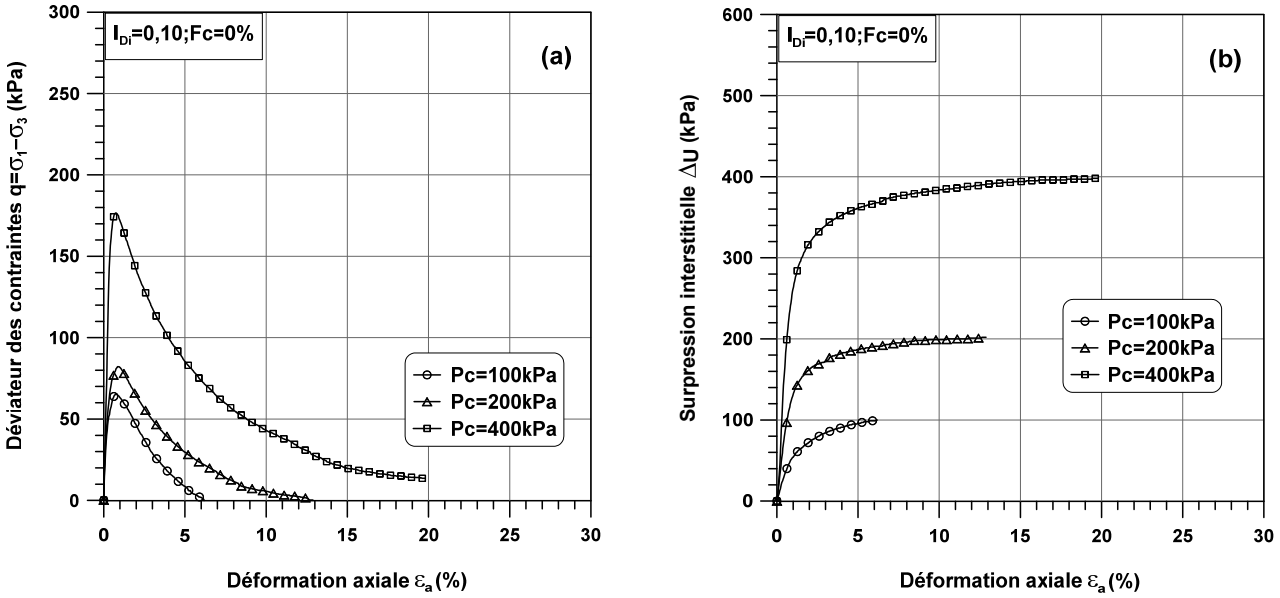


FIGURE 4: INFLUENCE DE LA PRESSION DE CONFINEMENT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE PROPRE: (a) q-ε_a ; (b) Δu-ε_a

Influence de la pression de confinement

L'influence de la pression de confinement a été étudiée en réalisant des essais sur des échantillons ayant le même indice de densité initial et consolidés à des contraintes de confinement différentes, de 100, 200 et 400 kPa. Celle-ci apparaît très clairement pour l'ensemble des essais comme le montre la Figure 4. Nous remarquons que, pour un indice de densité initial donné, le niveau de la pression de confinement influence significativement la valeur du pic de résistance qui croit avec l'augmentation de celui-ci. La même influence apparait quant à la mobilisation ou non d'une résistance résiduelle après l'effondrement (Figure 4a).

L'échantillon confiné à 100kPa s'effondre à 6% de déformation axiale tandis que l'échantillon confiné à 200kPa résiste jusqu'à 13% de déformation axiale. Si l'on augmente la pression de confinement à 400kPa, l'échantillon présente une résistance résiduelle au cisaillement d'environ 18kPa à la fin de l'essai. Donc l'augmentation de la consolidation a pour effet d'améliorer la résistance du sol.

En terme d'évolution de la surpression interstitielle (Figure 4b), le taux de génération initial est d'autant plus élevé que la pression de confinement est importante, et la stabilisation de cette surpression est retardée au fur et à mesure que le confinement augmente.

Les chemins des contraintes moyennes effectives dans le plan q-p' sont illustrés sur la Figure 5, et présentent une certaine homothétie par rapport à l'origine. Par ailleurs, le caractère contractant des échantillons semble s'accentuer avec l'augmentation de la pression de confinement.

En outre, on constate que pour un indice de densité donné mais différentes pressions de confinement, les pics des chemins de contraintes effectives se trouvent tous alignés sur une même droite passant par l'origine du plan q-p'. Ces résultats sont en bon accord avec le concept de la ligne d'instabilité de Lade [5].

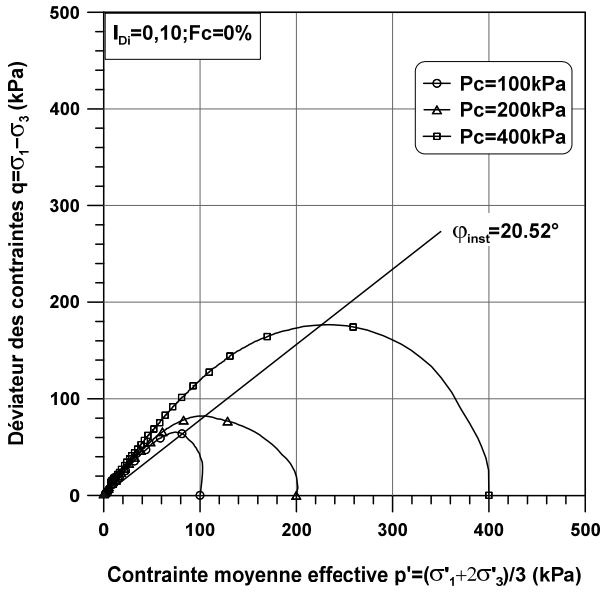


FIGURE 5: INFLUENCE DE LA PRESSION DE CONFINEMENT SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU SABLE PROPRE. CHEMIN DES CONTRAINTES EFFECTIVES.

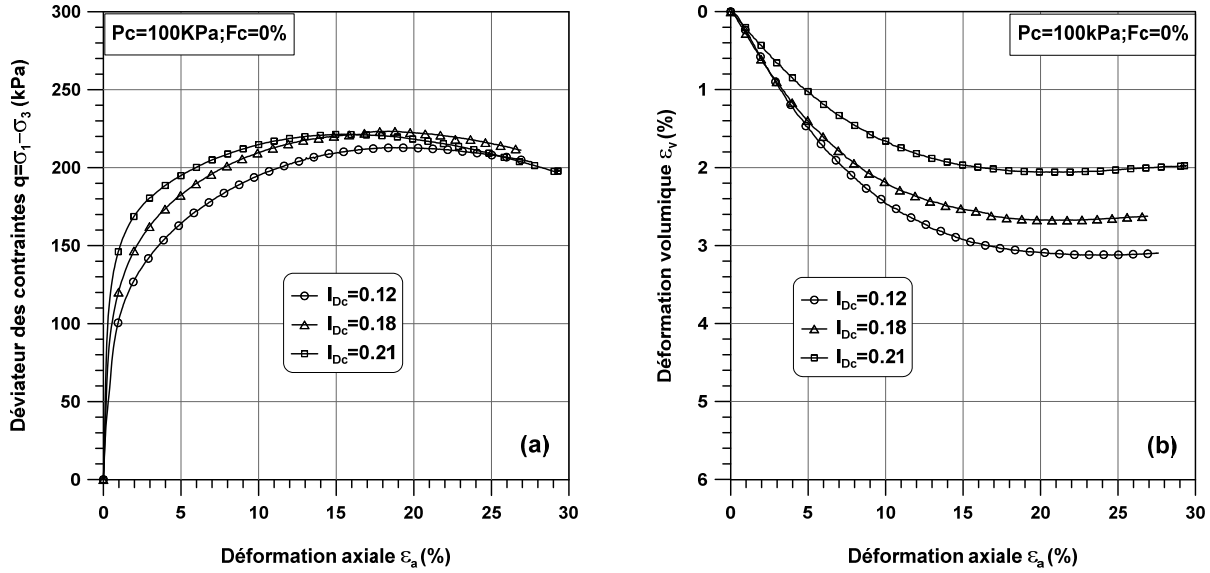


FIGURE 6: INFLUENCE DE L'INDICE DE DENSITÉ SUR LE COMPORTEMENT DRAINÉ DU SABLE PROPRE : (a) q-ε_a ; (b) ε_v-ε_a.

Comportement drainé du sable propre

Pour étudier le comportement drainé du sable propre, une deuxième série d'essais triaxiaux monotones drainés à été réalisée avec des conditions initiales en termes d'indices de densité et de pressions de confinement exactement identiques à celle de la série non drainée.

Influence de l'indice de densité

Nous présentons sur la Figure 6 les résultats de la série d'essais réalisée à différents indices de densité et à une pression de confinement constante égale à 100kPa. Conformément aux observations classiques, les courbes du déviateur des contraintes montrent que l'augmentation de l'indice de densité a pour effet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sable en termes de résistance au cisaillement et de rigidité initiale. On notera également que les trois courbes de cisaillement tendent pratiquement vers une même valeur ultime en grandes déformations et qui correspond à l'état critique. L'influence de l'indice de densité sur l'évolution de la déformation volumique, qui est essentiellement contractante ici, est très marquée, notamment en moyennes et grandes déformations. Le taux de contractance des échantillons est d'autant plus élevé que l'indice de densité est faible. Cette évolution est en cohérence avec l'évolution de la surpression interstitielle de l'essai non drainé correspondant. Plus l'échantillon est lâche, plus la surpression interstitielle générée est importante.

Influence de la pression de confinement

Pareillement que pour l'indice de densité, l'augmentation de la pression de confinement a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement et la rigidité du matériau. Les courbes de cisaillement sont pratiquement proportionnelles à la pression de confinement appliquée (Figure 7). Il est intéressant de noter que le déviateur des contraintes atteint l'état critique ou s'en approche plus rapidement pour une pression de confinement de 100kPa que pour une pression de 400kPa.

Concernant l'évolution de la déformation volumique, bien que les réponses des trois échantillons soient qualitativement identiques, nous constatons que la contractance du matériau est d'autant plus forte que la pression de confinement est élevée.

Comportement non drainé du sable avec fines

Les matériaux constitutifs des digues sont souvent des sables qui contiennent des fines. Ces dernières sont *a priori* très sensibles aux phénomènes d'érosion comme la suffusion.
Généralement, l'étude du comportement du sable silteux se base soit sur l'indice des vides global où les fines sont prises en compte et considérées comme un solide, soit sur l'indice des vides inter-grains où les fines sont considérées comme du vide.

Dans la littérature, les investigations sur l'influence des fines ont souvent été menées sur des échantillons fabriqués au même indice des vides global constant, ce qui revient à diminuer la quantité de sable lorsqu'on augmente la quantité des fines. Or, quand un phénomène d'érosion tel que la suffusion a lieu, les particules fines sont lessivées alors que le squelette des grains n'est pas affecté. Dans ce cas la, l'indice des vides inter-grains est considéré constant.

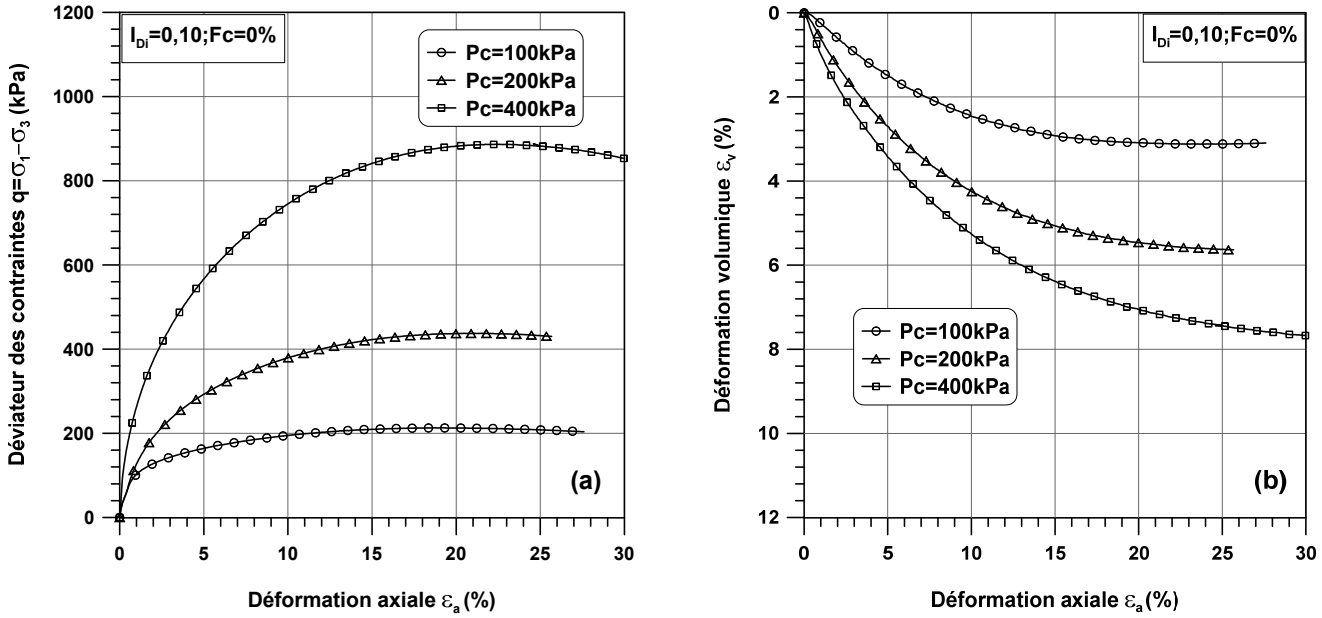


FIGURE 7: INFLUENCE DE LA PRESSION DE CONFINEMENT SUR LE COMPORTEMENT DRAINÉ DU SABLE PROPRE : (a) q-ε_a ; (b) ε_v-ε_a.

Pour simuler cette évolution de la structure du matériau liée au départ des fines, nous avons réalisé une série d'essais triaxiaux sur des échantillons préparés à un indice des vides inter-grains constant (e_g = 1,100 correspondant à I_{Dgi}=0), et à plusieurs pourcentages des fines Fc=0, 5, 10 et 15%. On souligne qu'au-delà de 15%, il est difficile de reconstituer les échantillons avec le même indice des vides inter-grains
La représentation schématique de l'indice des vides global et de l'indice des vides inter-grains *(e_g)* constants est illustrée sur la Figure 8.

Influence de la teneur en fines sur l'initiation de la liquéfaction :
Afin d'étudier l'influence du pourcentage des fines sur le comportement non drainé du sable limoneux, nous reportons sur la Figure 9 les courbes du déviateur des contraintes et des chemins des contraintes moyennes effectives des quatre essais réalisés. On remarque que la réponse du mélange à 5% de fines semble coïncider avec celle du sable propre. Les valeurs du pic de résistance sont pratiquement égales et les deux échantillons manifestent un effondrement total, avec un léger retard pour le mélange à 5%. Les mélanges préparés à 10 et 15% de fines présentent au contraire une réponse non drainée différente avec des résistances au pic plus importantes que celles du sable propre et du mélange à 5% mais similaires entre elles, et une résistance résiduelle non nulle à l'état ultime. Cette dernière augmente avec l'augmentation des fines.
Afin de voir plus clairement l'évolution de la résistance au cisaillement au pic, nous avons représenté celle-ci en fonction du pourcentage des fines sur la Figure 10. On constate que la résistance au pic est quasiment identique dans un premier temps jusqu'à un pourcentage des fines d'environ 5 % pour ensuite augmenter avec l'augmentation de ce pourcentage.

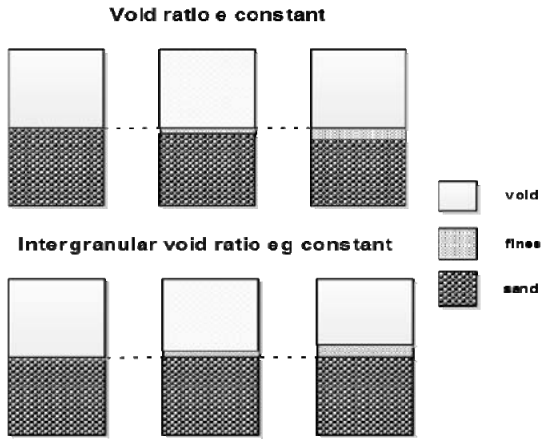


FIGURE 8: REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE L'INDICE DES VIDES CONSTANT ET DE L'INDICE DES VIDES INTER-GRAINS CONSTANT.

Ce résultat suggère que lorsque la teneur en fines est inférieure ou égale à 5%, les particules de limon sont totalement confinées dans les vides formés par les grains de sable et ne participent pas à la chaîne de force. Par conséquent, le comportement du mélange est gouverné par le squelette granulaire. A contrario, lorsque le pourcentage des fines dépasse au moins 5%, les particules commencent à toucher les grains de sable et à s'intercaler entre eux, donc à devenir actives et contribuer au comportement mécanique du mélange.

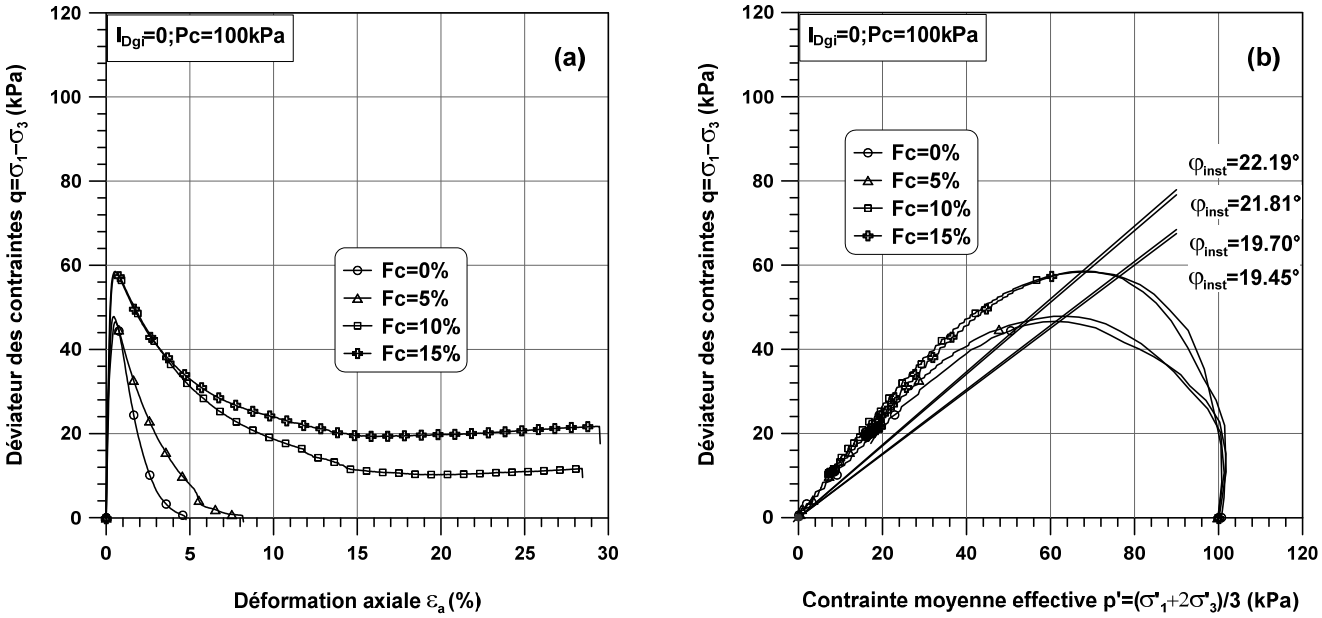


FIGURE 9: INFLUENCE DE LA TENEUR EN FINES SUR LE COMPORTEMENT NON DRAINÉ DU MÉLANGE SABLE/LIMON : (a) q-ε_a ; (b) q-p'.

Comportement drainé du sable avec fines

Nous présentons sur la Figure 11 la comparaison de trois essais drainés réalisés sur des échantillons préparés au même indice des vides inter-grains mais avec un pourcentage des fines différent, de 5 ; 10 et 15%.

Même si on n'observe pas de tendance claire de l'influence des fines sur la résistance au cisaillement tel que nous l'avons vu dans le cas des essais non drainés, les déformations volumiques semblent elles être bien sensibles au pourcentage des fines. En effet, le mélange est d'autant moins contractant que la teneur en fines augmente. Cette tendance est assez évidente dans la mesure où les échantillons ont la même quantité de sable, et que plus la teneur en fines est importante, plus l'échantillon est dense et donc moins contractant.

Influence de la teneur en fines sur l'état critique :

Les essais de la série drainée ont été mené jusqu'à 30% de déformation axiale. La majorité de ces essais a abouti à un état très stable de déformation. Nous reportons sur la Figure 12a tous les points d'état critique obtenus pour les différents mélanges ainsi que pour le sable propre.

Nous constatons clairement que tous ces points se trouvent alignés sur la même droite dans l'espace q-p', et cela indépendamment de la teneur en fines. L'angle de frottement interne correspondant est de l'ordre de 31,3°.

Notons que ce résultat confirme ceux présentés par Pitman *et al.* [8] et Ni *et al.* [6] mais est contradictoire avec ceux présentés par Yang *et al.* [14].

En revanche, dans l'espace e_g-log p', chaque mélange présente une ligne d'état critique différente comme le montre la Figure 12b.

Plus la teneur en fines est grande, plus la ligne d'état critique se déplace vers le haut.

Ce résultat parait évident dans la mesure où l'augmentation des fines a pour conséquence d'augmenter la densité globale du matériau, donc sa résistance. Des résultats similaires ont été rapportés par Papadopoulou et Tika [7].

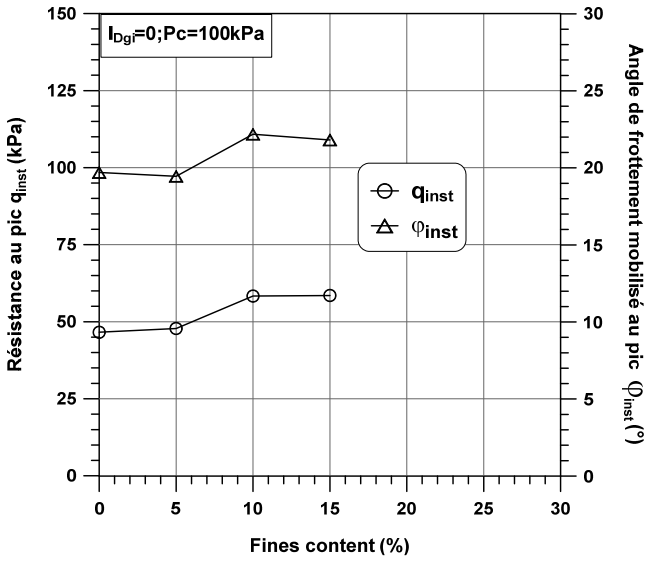


FIGURE 10: INFLUENCE DE LA TENEUR EN FINES SUR LE PIC DE RÉSISTANCE AU CISAILLEMENT DU MÉLANGE SABLE/LIMON

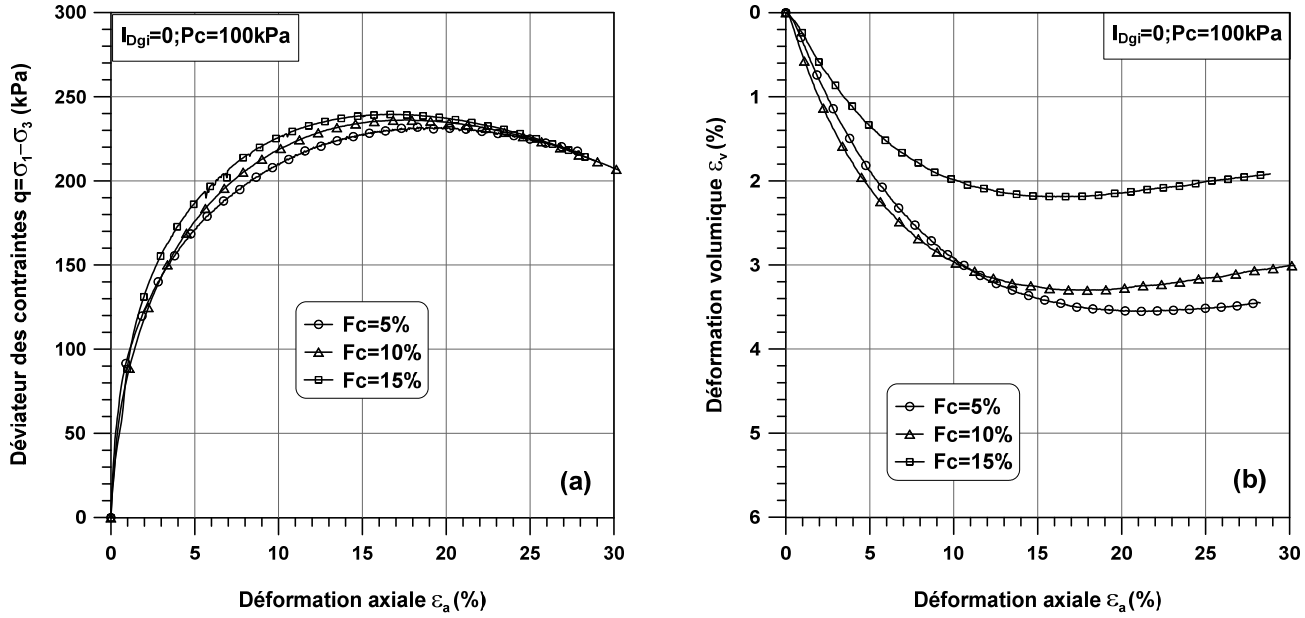


FIGURE 11: INFLUENCE DE LA TENEUR EN FINES SUR LE COMPORTEMENT DRAINÉ DU SABLE/LIMON : (a) q-ε_a et (b) ε_v-ε_a.

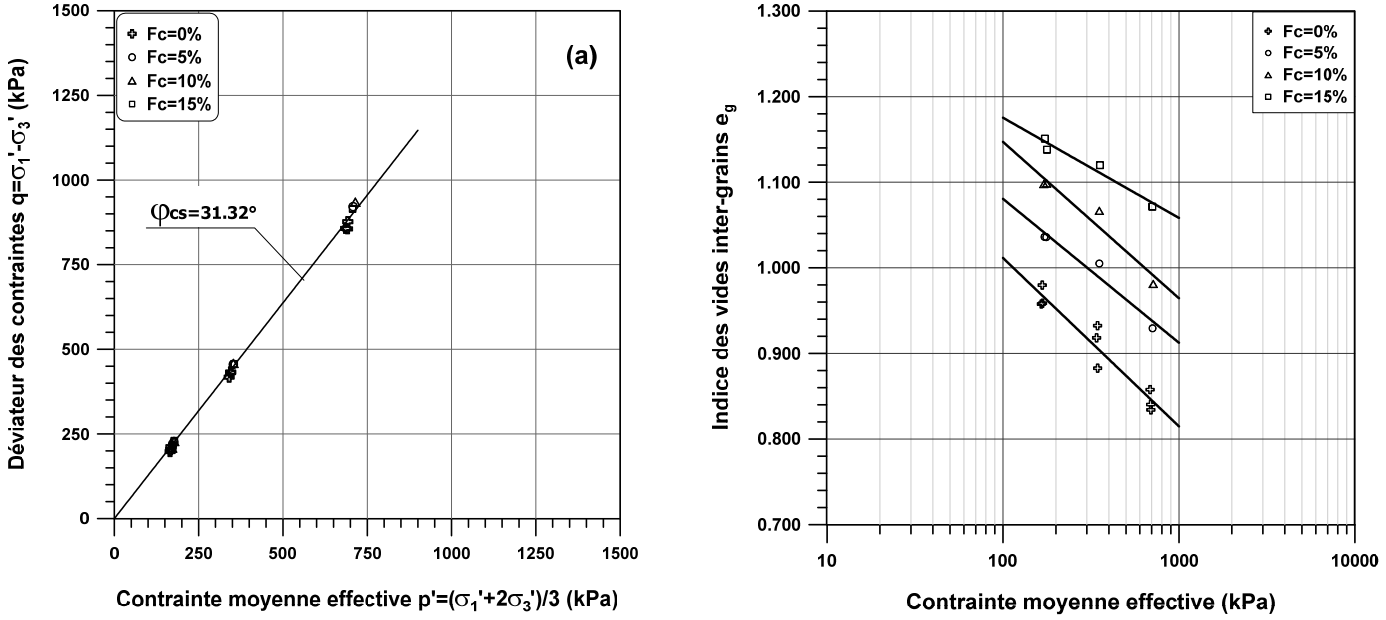


FIGURE 12: LIGNES D'ÉTAT CRITIQUE : (A) DANS LE PLAN q-p' ; (B) DANS LE PLAN e_g-logp'

Conclusion

Une étude expérimentale du comportement mécanique des sables et plus principalement de l'influence des fines sur la réponse mécanique des sables limoneux a été réalisée à travers des essais triaxiaux drainés et non drainés.

Les résultats des essais non drainés ont montrés que lorsque la teneur en fines est inférieure à une valeur seuil de l'ordre de 5 % (donc non négligeable), les fines ne participent pas à la chaine de force de la structure, et le comportement mécanique du matériau en termes d'initiation de la liquéfaction et de résistance résiduelle à l'état ultime est gouverné par le squelette solide formé par les grains de sable. Lorsque le pourcentage des fines dépasse la valeur seuil, les particules fines commencent à avoir un rôle mécanique et à contribuer à la résistance au cisaillement du matériau en améliorant celle-ci. Par conséquent et pour ce type de sable, une présence de 5% (et plus) de fines est favorable à l'amélioration de la résistance à la liquéfaction du sol.

L'analyse du comportement drainé du sable limoneux a montré que l'angle de frottement interne du matériau ne semble pas être affecté par la présence des fines. En revanche, dans le plan e_g-logp', chaque mélange a une ligne d'état critique propre et différenciée, cette dernière se déplaçant vers le haut avec l'augmentation de la teneur en fines. Ceci implique que plus le phénomène de suffusion est important, plus la résistance du sol à l'état résiduel est faible.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier la Fédération de Recherche ECCOREV et le projet LEVEES (2010-2013) du RGCU (programme C2D2) pour leur soutien financier qui a permis cette étude.

Références

[1] F. Amini, G.Z. Qi, Liquefaction testing of stratified silty sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 126 (2000) 208–217.

[2] M. Belkhatir, A. Arab, N. Della, H. Missoum, T. Schanz, Liquefaction resistance of Chlef river silty sand: Effect of low plastic fines and other parameters, Acta Polytechnica. 7 (2010) 119–137.

[3] N. Benahmed, Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique-Application aux phénomènex de liquéfaction et de mobilité cyclique, Ecole National des Ponts et Chaussées, 2001.

[4] J.P. Koester, Influence of fines type and content on cyclic strength, in: Geotechnical Special Publication, ASCE, New York, NY, United States, Atlanta, GA, USA, 1994: pp. 17–33.

[5] P.V. Lade, Static instability and liquefaction of loose fine sandy slopes, Journal of Geotechnical Engineering. 118 (1992) 51–71.

[6] Q. Ni, T.S. Tan, G.R. Dasari, D.W. Hight, Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils, Geotechnique. 54 (2004) 561–569.

[7] A. Papadopoulou, T. Tika, The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands, Soils and Foundations. 48 (2008) 713–725.

[8] T.D. Pitman, P.K. Robertson, D.C. Sego, Influence of fines on the collapse of loose sands, Canadian Geotechnical Journal. 31 (1994) 728–739.

[9] C.P. Polito, J.R. Martin II, Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 127 (2001) 408–415.

[10] M.M. Rahman, S.-C.R. Lo, C.T. Gnanendran, On equivalent granular void ratio and steady state behaviour of loose sand with fines, Canadian Geotechnical Journal. 45 (2008) 1439–1456.

[11] C. Stamatopoulos, An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 30 (2010) 662–678.

[12] V.C. Xenaki, G.A. Athanasopoulos, Liquefaction resistance of sand-silt mixtures: An experimental investigation of the effect of fines, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 23 (2003) 183–194.

[13] S.L. Yang, R. Sandven, L. Grande, Instability of sand-silt mixtures, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 26 (2006) 183–190.

[14] S.L. Yang, R. Sandven, L. Grande, Steady-state lines of sand-silt mixtures, Canadian Geotechnical Journal. 43 (2006) 1213–1219.

Evaluation du risque érosif et sismique au niveau de la digue de protection marine de la Duchesse Anne entre Cancale et le Mont Saint-Michel

Erosion and seismic risk assessment at the levee of Duchesse Anne between Cancale and Mont-Saint-Michel

R. Bénot[1], O. Malassingne[1]

[1] Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie, Centre d'Études Techniques de l'Équipement de l'Ouest, Département Laboratoire de Saint-Brieuc, raphael.benot@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Dans le cadre de l'opération de recherche DOFEAS, les risques érosif et sismique pouvant impacter une digue de protection marine ont été évalués par méthodes géophysiques et géotechniques. Une digue maritime entre Cancale et Le Mont-Saint-Michel a été choisie comme site test pour mener ce projet.

Après un diagnostic général de l'ouvrage basé sur une inspection visuelle et une analyse des données historiques trois tronçons d'ouvrage ont été suivis et instrumentés entre 2010 et 2012.

Deux méthodes géophysiques ont été proposées pour ce projet : une méthode électromagnétique, un Slingram-EM31, et une méthode sismique basée sur la mesure des ondes de surface (MASW) complétées par des sondages géotechniques in situ et des essais en laboratoire.

Concernant le risque érosif, les premiers résultats des investigations montrent des variations de la résistivité mesurée par EM31 dans le corps de l'ouvrage pouvant être liées à une évolution structurelle du corps de digue.

Au niveau du risque sismique, les mesures en ondes de surface corrélées par les essais géotechniques semblent indiquer que les sols supports de l'ouvrage sont potentiellement liquéfiables sous sollicitation sismique.

Des instrumentations complémentaires restent à entreprendre en 2013 pour confirmer ces résultats.

Abstract

For the research's operation DOFEAS, the erosive and seismic risks being able to impact a coastal levee were estimated by geophysics and geotechnics instrumentations. A coastal levee between Cancale and The Mont Saint- Michel was chosen as test site to lead this project. After general diagnosis of the levee based on a visual inspection and historic data analysis, three sections of the levee were followed and instrumented between 2010 and 2012.

Two geophysics methods were proposed for this project: an electromagnetic method, a Slingram-EM31 and a seismic method based on the surface's waves measures (MASW) completed by geotechnical soundings and laboratory tests.

Concerning the erosive risk, the first results of the investigations show variations of the resistivity measured by EM31 in the body of the levee that could be connected to a structural evolution of the levee's body.

For the seismic risk, the surface's waves measures correlated by the geotechnical results seems to indicate that liquefaction can occur under the levee under seismic request.

Additional instrumentations must be realized in 2013 to confirm these results.

Introduction

Dans le cadre de l'opération de recherche « DOFEAS » (Digues et Ouvrages Fluviaux : Erosion, Affouillements et Séismes) pilotée par l'IFSTTAR, le Département Laboratoire Régional du Cete de l'Ouest de Saint-Brieuc a proposé la digue de la Duchesse Anne, entre Cancale et le Mont-Saint-Michel, comme site test pour aborder par instrumentations géophysiques et géotechniques, le risque érosif, mais aussi le risque sismique pouvant affecter l'ouvrage.

Le risque sismique est rarement pris en compte au niveau des digues maritimes (hors portuaires), pourtant la réglementation en matière de classement des zones de sismicité en France a évolué et de nombreuses zones sont passées en zone de sismicité potentielle. Il semblait, donc, intéressant d'étudier conjointement sur un même site ces deux types de risque.

L'évaluation du risque érosif doit permettre de caractériser l'aléa de rupture du site pilote, en croisant les éventuelles variations de résistivité des matériaux de l'ouvrage (pouvant traduire des phénomènes d'érosion interne), les charges hydrauliques et les hydrogrammes des marées obtenus par la pose de piézomètres à différents endroits de l'ouvrage. Ceci permettra, à terme, d'étudier les phénomènes transitoires intervenant lors des cycles de mises en charge et décharge journaliers, notamment les vitesses de saturation et les écoulements internes dans l'ouvrage.

La caractérisation du risque sismique (ou plus précisément de liquéfaction), et en particulier de la stabilité de l'ouvrage, sous sollicitations sismiques semble nécessaire car l'ouvrage proposé est une digue maritime protégeant un polder situé dans une zone non sismique qui passe dans une zone de sismicité faible selon la nouvelle réglementation.

Présentation de l'ouvrage

La digue de la Duchesse Anne s'étend depuis la pointe de Château Richeux (sud de Cancale), à l'ouest, jusqu'au petit massif de Saint-Broladre, à l'est, sur un linéaire de 17 km, et protège des submersions marines les secteurs urbanisés des Marais de Dol-de-Bretagne.

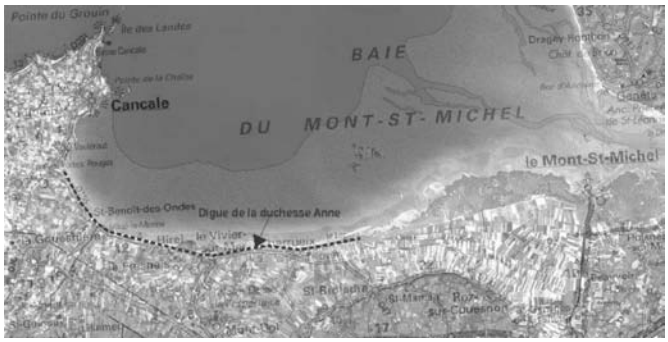


FIGURE 1: LOCALISATION DE LA DIGUE DE LA DUCHESSE ANNE

La digue s'appuie sur un cordon littoral (formation IX – X^{ème} siècle) résultant de l'accumulation de débris coquilliers. Construite à l'initiative du Duc de Bretagne Alain IV (XI^{ème} siècle) pour protéger le banc coquillier de l'action de la marée, sa structure est un appareillage irrégulier de moellons en pierres de formes et de dimensions variées. Cette «carapace» en maçonnerie de pierres sèches fut prolongée et renforcée, au cours des siècles suivants, transformant ainsi les marais du sud en polders.



FIGURE 2: VUE DE LA DIGUE DE LA DUCHESSE ANNE

Les sondages géotechniques réalisés en divers points de la digue dans le cadre de ce projet présentent plus ou moins la même coupe lithologique : des remblais sableux avec ou sans blocailles pour ceux réalisés sur la digue puis des sables jusqu'à une profondeur moyenne de 3 mètres et des silts sur environ 6 à 7 mètres.

La carte géologique du BGRM indique que l'épaisseur des sédiments quaternaires est comprise entre 15 et 20 mètres au droit de la digue et ceux-ci sont essentiellement constitués de tangue (classe granulométrique des lutites) et de sables fins saturés. L'ensemble repose sur le substratum schisteux Brioverien.

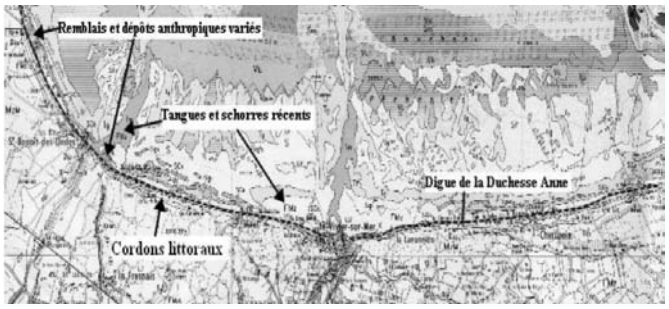


FIGURE 3: EXTRAIT DE LA CARTE GÉOLOGIQUE N°208 DE LA BAIE DU MONT-SAINT-MICHEL AU 1/50 000 (BRGM)

Choix des méthodes géophysiques et géotechniques

La méthode géophysique retenue pour évaluer le risque érosif est le Slingram-EM31. Elle permet d'obtenir en continu un profil de résistivité apparente sur une

profondeur d'environ 6 mètres. Cette méthode a, déjà, été utilisée dans le cadre de l'opération Solem-Erinoh et en particulier sur la levée de l'Authion (49), en bordure de Loire, pour évaluer l'érosion interne de l'ouvrage. L'EM31 a montré une stabilité dans la mesure, une répétitivité, d'une mission à l'autre. Par contre, du fait de l'absence de crue de la Loire ayant pu impacter la levée durant l'opération, nous n'avions pas pu valider la capacité de la méthode à caractériser l'érosion interne dans l'ouvrage. Le site de la Duchesse Anne, de part sa configuration, se prête davantage à cette application car l'ouvrage est régulièrement atteint par la mer aux grandes marées. D'autre part, la résolution horizontale de la méthode a été améliorée depuis les essais sur l'Authion en augmentant le pas d'échantillonnage.

La seconde méthode utilisée pour caractériser le risque sismique est la sismique par onde de surface (MASW). Elle permet par la mesure d'onde de surface d'évaluer la vitesse des ondes de cisaillement qui vont permettre de caractériser le potentiel de liquéfaction du sol support de la digue.



FIGURE 4: EM31 SUR SON CHARIOT EN CRÊTE D'OUVRAGE

Parallèlement aux investigations géophysiques, des sondages de reconnaissance à la tarière équipés de piézomètres ont été réalisés sur les sites retenus, doublés par des essais au pénétromètre statique. Des essais en laboratoire (granulométrie) ont complété ces reconnaissances. Des essais pressiomètriques, triaxiaux cycliques et au piézocône sont prévus in situ courant 2013.

Choix des sites tests

En 2010, en préalable aux investigations géophysiques et géotechniques, un diagnostic de sûreté (diagnostic visuel, complété par des données historiques et géotechniques) de l'ouvrage a été mené pour localiser les différentes zones ayant subi des désordres dans le passé (brèches liées à la submersion principalement).
Trois tronçons de la digue ont été retenus, deux du fait de la présence d'anciennes zones de brèches mises en évidence par le diagnostic initial et un troisième sans désordre signalé.

Caractérisation du risque érosif

En 2011, des profils de résistivités apparentes ont été réalisés à six reprises sur chaque tronçon entre février et mars.

Les profils de résistivités apparentes réalisés sur les trois tronçons par EM31 caractérisent des formations plutôt argileuses (valeurs inférieures à 100 ohm.m) et se situent dans des gammes de résistivité assez différentes.
Ainsi, les deux premiers tronçons investigués montrent les valeurs les plus fortes (matériaux plus sableux), mais aussi, les plus contrastées, signe d'une variation latérale marquée de la nature des matériaux (alternance de sable et vase) tendant à confirmer la présence d'anciennes brèches.

Le troisième tronçon montre le profil le plus stable avec des valeurs de résistivité faibles caractérisant des matériaux plus argileux et plus homogènes que sur les deux autres sites. C'est sans doute lié à la nature plus argileuse des matériaux constituant l'ouvrage, mais aussi à un sol support argileux plus proche du fait d'une topographie moins élevée sur ce tronçon.

En règle générale, les résistivités apparentes diminuent entre l'hiver et l'été. Ce qui peut être lié aux variations hydrologiques confirmées par les relevés des piézomètres implantés sur chaque site qui montrent une diminution des niveaux d'eau sous l'ouvrage entre l'hiver et l'été, ou aux variations thermiques qui influent, aussi, sur la résistivité.

Cependant, à partir de juillet, il apparaît une zone singulière, en contradiction avec le reste du profil de résistivité, au niveau du troisième tronçon : les résistivités semblent, en effet, diminuer entre l'hiver et l'été alors que les hauteurs d'eau baissent dans l'ouvrage (presque 0,50 m dans la digue). Un profil réalisé en octobre 2012 semble confirmer cette tendance.

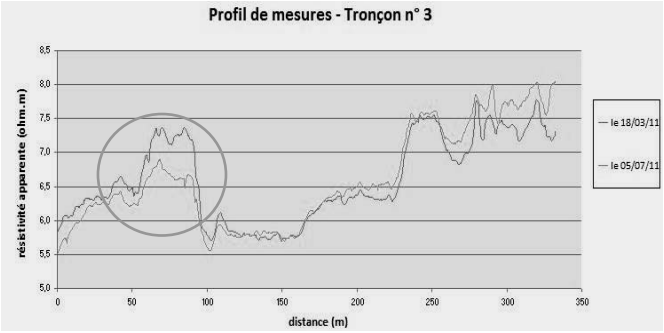


FIGURE 5: EVOLUTION DES COURBES DE RÉSISTIVITÉ ENTRE MARS ET JUILLET 2011

Caractérisation du risque sismique

Il est rappelé que suivant la nouvelle réglementation, le département d'Ille est Vilaine, jusqu'à présent considéré comme une zone non sismique, devient une zone de sismicité faible.

Par ailleurs, le 30 septembre 2002, un séisme de forte intensité a eu lieu au sud de la Bretagne, avec une magnitude mesurée de 5,4 M_L. L'épicentre situé à Hennebont correspond à un mouvement de la faille dite de cisaillement Sud Armoricain, autre faille majeure structurale de la Bretagne. Malgré sa forte magnitude, ce tremblement de terre n'a produit que des dégâts mineurs ce qui explique sa classification comprise entre V et VI sur l'échelle de Mercalli. La survenance d'un séisme de même intensité n'est pas à écarter à proximité du site d'étude, compte tenu de la présence de failles majeures et de la séismicité régulière observée et historique dans la région présentant des intensités comprises entre V et VI sur l'échelle de Mercalli.

De ce fait un séisme de référence d'une magnitude de 5,5 a été retenu, ce qui d'après l'annexe B de l'eurocode 8 (Norme NF EN 1998-5) correspond à une zone de sismicité modérée, donc une accélération maximale agr de 1,1 m/s². Il est donc à noter que cela vient en contradiction du zonage sismique de la France qui classe la Bretagne de séismicité faible (agr de 0,7 m/s²).

Pour l'évaluation du risque sismique et plus particulièrement du potentiel de liquéfaction du sol support des tronçons de digues retenus, des essais géotechniques puis géophysiques ont été menés selon à la fois les règles précédentes (AFPS 90) et celles de l'Eurocode 8.

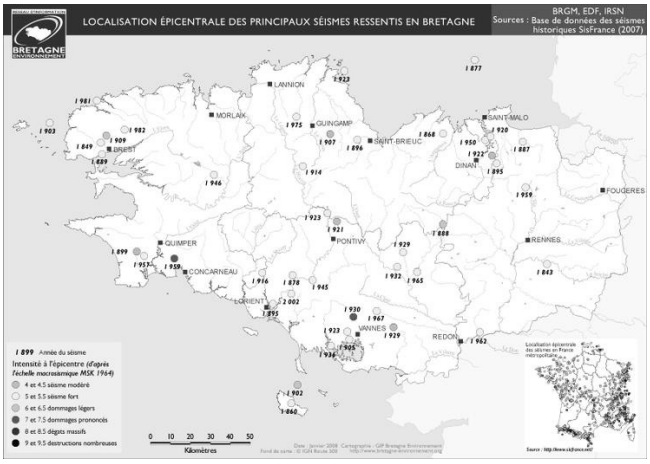


FIGURE 6: LOCALISATION DES SÉISMES HISTORIQUES EN BRETAGNE

En géotechnique, une série d'essais en laboratoire a été réalisée sur des prélèvements de sol :
- des teneurs en eaux.
- des granulométries par tamisage.
- des limites de liquidité au cône.

Ces essais ont été complétés par des sondages au pénétromètre statique (CPT) en crête de chaque tronçon. Ils ont été exploités selon la méthode proposée par Robertson avec une magnitude de référence de 5.5.
Le résultat de l'ensemble des essais géotechniques montre un potentiel de liquéfaction en particulier pour le troisième tronçon.
De ce fait, seul ce tronçon a été instrumenté, ensuite, en géophysique. Les premiers résultats des mesures par onde de surface montrent des valeurs de VS_{30} qui permettent de classer les matériaux sous l'ouvrage de potentiellement liquéfiable (Eurocode 8).

Conclusion

Dans le cadre du projet de recherche Dofeas, une méthodologie basée sur du suivi et de l'instrumentation par méthodes géophysiques et géotechniques, a été proposée pour qualifier le risque érosif et sismique pouvant affecter une digue en terre de protection marine.
La digue choisie pour appliquer cette méthodologie se situe entre Cancale et Le Mont-Saint-Michel.
En géophysique, deux paramètres ont été étudiés, les variations de la résistivité apparente et la mesure des ondes sismiques de surface, complétés par des essais de granulométrie en laboratoire.
Entre 2010 et 2012, plusieurs campagnes de mesures ont été menées sur divers tronçons de la digue

Sur l'aspect érosif, les premiers résultats montrent, à certains endroits, des variations des profils de résistivité pouvant traduire une évolution des matériaux constituant le corps de l'ouvrage.
La poursuite de l'étude passe par la répétition des profils de résistivité pour confirmer les tendances observées. Les données seront à corréler avec l'hydrologie du site et notamment les mises en charges de l'ouvrage lors des forts coefficients de marée. A noter, de plus, qu'une correction des mesures reste à faire pour tenir compte des variations de température.
Au niveau du risque sismique, les valeurs obtenues montrent que le sol support de la digue peut être potentiellement liquéfiable.
Des mesures géotechniques au piézocône et des essais pressiomètriques et triaxiaux cycliques in situ seront réalisées courant 2013 pour étayer ces résultats.
De plus, il serait, intéressant d'étudier les effets d'une sollicitation sismique (source à définir) sur l'ouvrage (test in situ avec instrumentation par capteurs de vibrations, modélisation,...) pour des hauteurs de nappes variables.
Enfin, ce travail pourrait participer à l'élaboration d'une méthodologie pour prendre en compte le risque érosif et sismique pouvant affecter des digues marines en terre dans les zones potentiellement sismiques.

Remerciements

L'Association des Marais Dol de Bretagne pour l'accès à la Digue et aux archives.
Donatienne Leparoux, Philippe Reiffsteck de l'IFSTTAR pour leurs conseils.

Références

[1] Roberston P.K and Wride, C.E (1998). "Evaluating cyclic liquefaction ptential using the cone penetration test. "Can. Geotech.J.,Ottawa,35(3), 442-459.
[2] Programme Génie Civil et Urbain (PGCU) 2006-2008 : ANR ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques), Axe 2-Méthodes de détection de l'érosion interne – rapport final avril 2009

Les effets de la tempête Xynthia sur les digues maritimes en Pays de la Loire : les désordres observés et leurs causes

The effects of the Xynthia storm on sea dikes in Pays de la Loire: observed disorders and their causes

N. Bérenger[1], R. Bénot[2], B. Bérenger[1], H. Davias[1]

[1] Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie, Centre d'Études Techniques de l'Équipement de l'Ouest, Département Laboratoire et CECP d'Angers, nathalie.berenger@developpement-durable.gouv.fr

[2] Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie, Centre d'Études Techniques de l'Équipement de l'Ouest, Département Laboratoire de Saint-Brieuc, raphael.benot@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La tempête Xynthia est à l'origine de lourdes pertes humaines consécutives à des dégâts importants subis notamment par les ouvrages de protection du littoral, anthropiques (digues, murs, etc.) et naturels (cordons dunaires protégés ou non). Environ un millier de désordres ont été observés et expertisés en urgence lors des diagnostics visuels réalisés par le CETE de l'Ouest en Pays de la Loire.

L'analyse des pathologies relevées lors de ces diagnostics montre que le principal mécanisme de rupture des ouvrages est lié à l'érosion externe, soit directe (érosion du talus côté mer), soit après surverse (érosion du talus côté terre). Le reste des désordres observés (moins de 5%) a été mis en relation avec une instabilité d'ensemble de certains ouvrages artisanaux (digues de polders agricoles), qui, insuffisamment dimensionnés, n'ont pu résister aux effets de la tempête.

Le mécanisme d'érosion a conduit dans un peu moins de 10% des cas à l'ouverture de brèches dans les digues maritimes : environ 70 brèches ont été recensées sur l'ensemble du linéaire côtier de digues maritimes des Pays de la Loire. Les observations réalisées sur le terrain montrent que la quasi-totalité de ces brèches se sont formées après surverse de l'ouvrage.

Ainsi, l'exploitation des observations de terrain permet d'identifier la principale cause de l'importante submersion des terres et des lourdes pertes humaines : une hauteur insuffisante des digues maritimes en terre, mises en place au cours des siècles pour gagner des terres agricoles sur la mer et ayant vocation, à l'origine, à les protéger des inondations courantes (grandes marées et évènements hydro-météorologiques « normaux »).

Abstract

The windstorm Xynthia is responsible for heavy human casualties resulting from significant damages, especially on the coastal protection structures, both on those built by men (sea-walls) and on the natural ones (dune ridges coated or not coated). About one thousand disorders have been observed and appraised in emergency during the visual diagnosis carried out by the "CETE de l'OUEST" in the region "Pays de la Loire".

The analysis of the pathologies pointed out during these diagnosis show the main breaking mechanism of the structures is linked to erosion, directly (erosion of the slope facing the sea) or by overflowing (erosion of the slope facing the land). The rest of the identified disorders (less than 5%) is due to a global instability of some agricultural polder dikes, which, undersized, were unable to resit the effects of the storm.

The erosion mechanism led, in less than 10 % of the cases, to the opening of gaps in the sea-walls: about 70 gaps have been identified along the whole coastline of the region "Pays de la Loire". The field observations show almost all these gaps have taken form after overflowings.

So, the exploitation of the field observations allows to identify the main cause of the significant flooding of the lands and the heavy human loss : an insufficient height of the earthen sea-walls that have been set up for ages to gain agricultural lands on the sea and that were originally assigned to protect them from usual floos (great tides and "ordinary" meteorological events).

Introduction

La tempête Xynthia, qui a traversé la France entre 01h00 et 17h00 le dimanche 28 février 2010, a atteint le maximum de son creusement lors de son passage sur le littoral, entre Loire et Gironde. Cette tempête, non exceptionnelle en terme de force du vent mais plus atypique au niveau de sa trajectoire si on la compare à des évènements antérieurs récents (figure 1), a eu des effets destructeurs sur les littoraux de l'ouest de la France. En effet, cet évènement a été accompagné d'une surcote exceptionnelle liée à la concomitance de la tempête avec d'une part, la pleine mer d'une marée à fort coefficient (102) et d'autre part, une dépression augmentant la hauteur

des vagues. Ainsi, la surcote mesurée a atteint entre 1.16m en Loire-Atlantique et 1.50m en Vendée.
Xynthia est ainsi à l'origine d'une submersion d'environ 20000ha de terres (principalement agricoles) et de 7500 bâtiments en région Pays de la Loire. Outre les impacts directs sur les personnes (30 décès constatés sur les deux départements), de nombreux dégâts ont affecté bâtiments, terrains et ouvrages de protection du littoral. Le montant des dégâts pour l'ensemble du territoire métropolitain français est estimé à 2.4 milliards d'euros [3].
Les structures de protection du littoral ont particulièrement été affectées par la tempête Xynthia. En Pays de la Loire, plus de 1100 désordres [2] ont été ainsi répertoriés sur l'ensemble du trait de côte, dont 600 environ sur le littoral vendéen. Ces désordres ont touché les ouvrages anthropiques de protection (digues, perrés, murs, épis, etc.) mais également les structures naturelles faisant office de protection contre les submersions (cordons dunaires notamment) ainsi que les ouvrages d'aménagement du littoral (cales, pontons, ouvrages hydrauliques, etc.).
Dans les zones basses rétro-littorales (marais maritimes et polders agricoles), les protections de seconde voire de troisième ligne ont été également affectées, soit après surverse des digues maritimes, soit par remontée de l'eau dans les étiers et débordement par leurs rives. Ainsi, le fonctionnement des réseaux hydrauliques de ces zones basses a considérablement aggravé la submersion ; à titre d'exemple, les polders de la baie de l'Aiguillon ont été inondés sur plusieurs kilomètres à l'intérieur des terres.

Présentation de l'étude

Très rapidement après la tempête, les Directions Départementales des Territoires et de la Mer de Loire-Atlantique et de Vendée ont fait appel au Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de l'Ouest pour réaliser un diagnostic des structures de protection (sur la quasi-totalité du linéaire côtier en Vendée soit environ 200km et sur quelques points en Loire-Atlantique, figure 2). Le principal objectif de ces diagnostics était de déterminer si ces ouvrages, pour certains en cours de réparation, allaient résister aux prochaines grandes marées attendues pour la fin mars 2010 (coefficient 112). Un objectif secondaire était également défini, à savoir déterminer si les travaux réalisés ou en cours de réalisation étaient conformes aux règles de l'art et pérennes.
Ainsi, le CETE de l'Ouest, représenté par ses deux départements Laboratoires (Angers et Saint-Brieuc), a été chargé de trois missions :

- **Diagnostics en urgence des ouvrages en Vendée** : mission réalisée en 3 semaines (mars-avril 2010) par 4 équipes de 2 à 3 personnes, chaque équipe étant composée d'au moins un géotechnicien et un spécialiste en ouvrages d'art ;
- **Diagnostics de certains ouvrages en Loire-Atlantique** : ces missions ponctuelles moins urgentes (réalisées courant 2ème semestre 2010) ont concerné principalement des digues et levées de certains marais maritimes ainsi que des ouvrages de protection en bordure de Loire de part et d'autre de Nantes ;
- **Diagnostics des réparations d'urgence en Vendée** : mission réalisée par 3 équipes du CETE de l'Ouest en novembre 2010, portant sur la plupart des ouvrages réparés en Vendée pour lesquels une subvention sur des fonds européens avait été demandée.

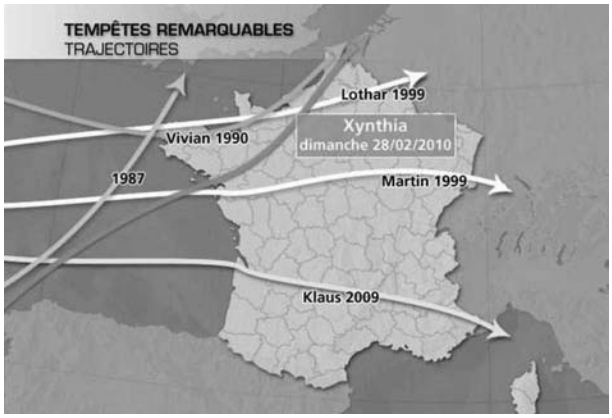


FIGURE 1: COMPARAISON DE LA TRAJECTOIRE DE PLUSIEURS TEMPETES RECENTES [CREDIT PHOTO LA CHAINE METEO]

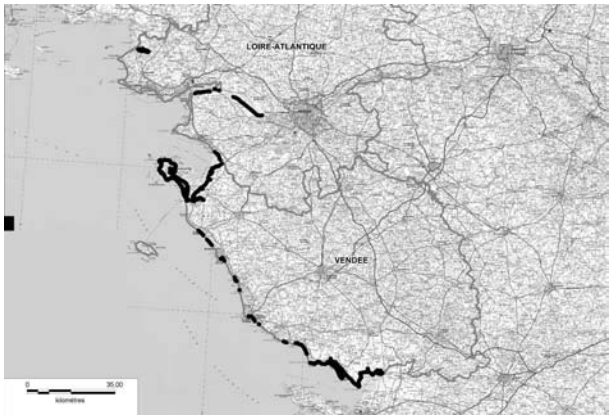


FIGURE 2 : LOCALISATION (TRAIT NOIR EPAIS) DES STRUCTURES DIAGNOSTIQUEES [FOND DE PLAN : SCAN REGIONAL IGN]

Les principales informations contenues dans les fiches diagnostics sont indiquées dans le tableau 1.

TABLEAU 1: ÉLÉMENTS PRINCIPAUX DÉTAILLÉS DANS LES FICHES DIAGNOSTIC

Paragraphes	Contenu
Identification de l'ouvrage (avec plan et photo d'ensemble)	Nom, gestionnaire, géolocalisation, fonction, utilisation crête,…
Conditions de visite	Composition de l'équipe, conditions météorologiques, difficultés éventuelles,…
Description de l'ouvrage (avec schéma)	Géométrie, structure
Environnement de l'ouvrage	Géologie, contextes hydraulique et hydrodynamique du site, contexte paysager, ouvrages associés,…
Constatations (avec géolocalisation des points relevés et photographies)	Traces d'érosion, de surverse, mouvements de terrain, fissuration crête, flottants charriés, impacts d'animaux fouisseurs, désordres spécifiques à certains types d'ouvrages,…
Travaux réalisés	Typologie des travaux
Résultat du diagnostic visuel	Etat de l'ouvrage, mécanisme d'instabilité identifié, typologie et valeur des enjeux de la zone protégée, suites à donner selon l'urgence

La réalisation des diagnostics en urgence des ouvrages a nécessité en premier lieu une préparation rapide (1 semaine) et coordonnée entre les deux Laboratoires du CETE Ouest intervenant sur le terrain :

- **Répartition des linéaires entre équipes** : après découpage du linéaire à diagnostiquer (3 zones en Vendée), 2 équipes ont été chargées de la zone nord, 1 équipe de la zone centre et 1 équipe de la zone sud ;
- **Elaboration de fiches de diagnostics** communes à chaque équipe, après recherche bibliographique rapide de l'existant ;
- **Définition des moyens matériels** nécessaires aux diagnostics : GPS précision métrique, appareil photographique numérique, laser-mètre,… ;
- **Définition des livrables** : fiches diagnostics + cartographies détaillées des ouvrages et des observations réalisées ;
- **Définition des modes de rendu des livrables** : fiches diagnostics et cartographies sous format pdf + mise à disposition de ces éléments (pour la DDTM Vendée uniquement) sous forme de base de données sur un site Internet dédié créé spécifiquement à cet usage (GeoOPL) ;
- **Définition des délais de rendu** : si urgences détectées vis-à-vis des objectifs, compte-rendus le soir même ; pas de délais définis pour le rendu des fiches définitives, transmises ou mises à disposition des DDTM au fur et à mesure de leur élaboration après réalisation des campagnes de terrain.

Il est important de préciser les limites de ces diagnostics visuels, réalisés en urgence et à dire d'experts, qui ont analysé et interprété leurs observations puis émis des préconisations en se basant uniquement sur des observations visuelles réalisées sans aucune investigation complémentaire. Des incertitudes subsistent donc sur ces diagnostics, notamment en terme d'interprétation sur le(s) mécanisme(s) des désordres.

A noter que les observations en Vendée ont porté sur tous les types de structures naturelles (cordons dunaires) ou anthropiques faisant office de protection et qu'à la demande de la DDTM, elles ont porté également sur les protections de seconde ligne. Néanmoins, la suite de la communication s'attache plus particulièrement à présenter les résultats des diagnostics effectués sur les digues maritimes.

La typologie des digues maritimes

Les digues maritimes rencontrées sur le littoral des Pays de la Loire sont constituées majoritairement par des digues à noyau en terre, protégées très souvent côté mer par une carapace en enrochement, en maçonnerie ou en béton (figure 3). Si quelques ouvrages sont pourvus d'une carapace revêtant totalement le corps de digue, il en existe également constitués uniquement de terre, la protection des parements étant simplement assurée par la végétation naturelle (figure 4).

La plupart de ces digues peuvent être considérées comme « artisanales », puisqu'elles ont été construites au cours des siècles pour des usages agricoles (polders), salicoles et conchylicoles. Le matériau argileux constituant ces digues était prélevé in-situ, dans les vases argileuses d'origine marine déposées et sédimentées durant l'ère quaternaire. Si les digues des polders ont vocation à empêcher toute intrusion d'eau saline, les digues des marais littoraux n'ont pas été conçues pour cet objectif : elles visent à permettre l'exploitation des bassins dans des conditions normales (limitation de l'agitation de l'eau et protection contre les submersions « courantes », grandes marées ou tempêtes non exceptionnelles). Le système de gestion de ces marais (étiers, écluses, vannages, digues secondaires) permet d'introduire ou évacuer l'eau salée en fonction des besoins.

Enfin, certains remblais d'infrastructures, situés sur le trait de côte ou en arrière-côte, font office de digues, bien qu'ils n'aient pas été conçus à cet effet ; on citera par exemple la RD 46 sur la commune de la Tranche-sur-Mer, située en

bordure de la lagune de la Belle-Henriette et qui fait office de protection de seconde ligne [1].



FIGURE 3 : DIGUE À NOYAU EN TERRE ET CARAPACE BÉTON CÔTÉ MER - BOUIN (85)



FIGURE 4 : DIGUE EN TERRE - LA FAUTE-SUR-MER (85)

Les pathologies observées sur les digues maritimes et les mécanismes associés

Les désordres liés à l'érosion (95% des désordres)
Les différents stades d'une érosion externe, de contact ou consécutive à une surverse, ont été observés sur les digues maritimes, sur les talus côté mer ou côté terre [5] :

- **Affouillements** en pied d'ouvrage ;
- **Glissements ponctuels** englobant le talus sur toute sa hauteur ;
- **Brèches** partielles (écrêtage de l'ouvrage) ou totales (figure 5).

Ces différentes figures ont pu toucher soit le talus côté terre (signe d'une érosion externe consécutive à une surverse), soit le talus côté mer (signe d'une érosion externe de contact ou d'une érosion externe consécutive à une surverse de retour, lors du reflux de la mer).
Lorsque le stade ultime est atteint (brèche), il est difficile de déterminer le mécanisme d'érosion externe qui a joué. Néanmoins, il a été constaté sur la quasi-totalité des digues maritimes des laisses de mer, ponctuelles ou généralisées (figure 6), qui indiquent sans équivoque une surverse des ouvrages. En outre, sur certains secteurs, les différentes étapes de la création d'une brèche par surverse ont été clairement identifiées (figure 7). On peut donc affirmer que les brèches constatées sur les digues maritimes (environ 10% des désordres) se sont formées par érosion externe consécutive à une surverse.
Ont été observés également des désordres sur les carapaces et les protections de pied, en lien avec la dissipation de la houle : fractures, destruction de revêtements (figure 8), désorganisation et départ de blocs, etc.



FIGURE 5 : BRÈCHE TOTALE SUR LA DIGUE DE PROTECTION DES MARAIS DE GUÉRANDE - BATZ-SUR-MER (44)



FIGURE 6 : LAISSES DE SUBMERSION SUR DIGUE – LA BARRE-DE-MONTS (85)

Les glissements d'ensemble (5% des désordres)
Ce type de désordre concerne quasi-exclusivement les digues maritimes ceinturant les polders de la baie de l'Aiguillon. De grands glissements d'ensemble ont été constatés sur certains des talus côté terre (figure 9), à d'autres endroits ce sont des fissures et fractures en crête indiquant une instabilité d'ensemble de l'ouvrage.
Ces désordres sont à mettre en relation avec la réalisation artisanale de ces ouvrages, construits et entretenus au fil des siècles par les exploitants agricoles regroupés en associations syndicales. Les matériaux argileux constituant le corps de digue étaient extraits au pied de l'ouvrage et le

dimensionnement était empirique : les règles de l'art en matière de conception géotechnique de tels ouvrages n'ont manifestement pas été suivies, notamment en terme de pente de talus. En outre, il semble que les rechargements mis en place durant les anciennes campagnes d'entretien courant des digues ont permis la création d'hétérogénéités au sein des corps de digue, qui ont été autant de zones de circulation préférentielle de l'eau lors de Xynthia. Avec les pentes de talus trop fortes, ces hétérogénéités constituent les principaux facteurs déclenchants de ces glissements.



FIGURE 7 : DEUX STADES DE FORMATION D'UNE BRÈCHE PAR SURVERSE : À GAUCHE, AFFOUILLEMENT PONCTUEL CÔTÉ TERRE, À DROITE BRÈCHE TOTALE - BATZ-SUR-MER (44) [CRÉDIT PHOTOGRAPHIQUE DREAL PAYS DE LA LOIRE / DDTM 85 / J. MORNET]



FIGURE 8 : DESTRUCTION DE LA BANQUETTE BÉTON DE LA DIGUE DU GÉNIE - L'AIGUILLON-SUR-MER (85)

Les causes des désordres observés sur les digues

Une revanche insuffisante des digues par rapport à la cote atteinte par la mer

Dans leur ensemble, les digues à la mer, notamment celles construites pour protéger les activités agricoles, avaient une revanche insuffisante par rapport à la hauteur de l'eau atteinte lors de Xynthia ; ces digues ont souvent une cote altimétrique inférieure à 4m, à rapporter aux niveaux atteints par la mer (de 4.20m NGF en Loire-Atlantique à 4.50m en sud Vendée).

Ainsi, la surverse qui a conduit à la destruction partielle ou totale des ouvrages est bien la principale cause de la submersion des terres protégées.



FIGURE 9 : GLISSEMENT D'ENSEMBLE DU TALUS COTÉ TERRE DE LA DIGUE D'EN BAS DE LA BAIE DE L'AIGUILLON - PUYRAVAULT (85)

Un grand nombre de digues en terre non revêtues

Ces digues, rencontrées notamment en protection des polders de la baie de l'Aiguillon, sont plus sensibles à l'érosion que les digues à carapace, car leur corps argileux est directement en contact avec l'eau et s'érode facilement.

Elles ont donc été logiquement soumises très rapidement à des phénomènes d'érosion, qui ont conduit très souvent à la formation de brèches.

Une attaque frontale des vagues très forte

Les désordres constatés sur les protections des digues (arrachement des revêtements des carapaces, dispersion des enrochements de protection de pied,…) indiquent une attaque frontale de la mer très forte, en lien avec la violence du vent et des vagues et l'existence de phénomènes houleux importants. D'après les mesures enregistrées sur la bouée directionnelle située à proximité de l'île d'Oléron, le maximum d'énergie a été atteint entre 3 et 6h du matin, les vagues de direction ouest-sud-ouest atteignant à ce moment des hauteurs significatives supérieures à 7m pour des périodes supérieures à 8 secondes [4].

Des facteurs aggravants

Plusieurs facteurs aggravants ont été mis en évidence lors des diagnostics.

Le premier d'entre eux est constitué par l'hétérogénéité de l'altimétrie du système de protection. Il a été en effet constaté sur un grand nombre de digues des points bas, en lien le plus souvent avec le manque d'entretien courant de ces ouvrages ou la présence d'ouvrages hydrauliques. Dans d'autres cas, ces points bas sont voulus, pour faciliter les déplacements. Ainsi, les accès au port de plaisance et à celui des

professionnels, situés le long de la rive droite du Lay à la Faute-sur-Mer, coupent la digue Est faisant office de protection des habitations situées en contrebas (figure 10) ; par ces interruptions de la protection, l'eau est entrée à l'intérieur des terres bien avant que la surverse de l'ouvrage ait été effective. Cette entrée précoce de l'eau a considérablement aggravé les effets de la submersion, en augmentant les hauteurs (jusqu'à 3m d'eau constatés dans les habitations) et les vitesses de circulation de l'eau dans ces zones basses urbanisées qui se sont comportées comme des cuvettes étanches, aucun dispositif n'étant prévu pour évacuer l'eau en retour.



FIGURE 10 : ACCÈS AU PORT INTERROMPANT LA DIGUE EST DU LAY (LA FLÈCHE MATÉRIALISE L'ENTRÉE DE L'EAU) - LA FAUTE-SUR-MER (85)

Enfin, quelques cas ont montré une interruption de protection entre deux ouvrages, comme par exemple en rive droite du Lay, entre la digue du camping de la Faute-sur-Mer (aujourd'hui interdit d'exploitation) et les ouvrages de franchissement de la RD 46 : cette ouverture d'une quinzaine de mètres de largeur a été le principal point d'entrée de l'eau dans le camping communal, elle a été fermée très rapidement après la tempête, par construction d'une digue en terre avec carapace d'enrochements.

Le deuxième facteur aggravant constaté est l'hétérogénéité de certaines des digues, en lien le plus souvent avec des réparations anciennes ponctuelles ; celles-ci ont constitué des points durs ayant bien résisté aux effets de la tempête et de la submersion, alors que les parties non réparées de part et d'autre ont été le sièges de désordres très importants. Ceci a été particulièrement mis en évidence sur la digue du Génie située en rive gauche du Lay à l'Aiguillon-sur-Mer : il semble que lors de l'une des dernières grosses tempêtes ayant engendré d'importants dégâts (peut-être la tempête de mars 1937, qui présente de nombreux points communs avec Xynthia [2]), des réparations ponctuelles ont été réalisées sur cet ouvrage : revêtements béton et rehaussement de la carapace en enrochements, voire en certains endroits substitution du corps de digue par des enrochements (prélevés sur les protections de pied de part et d'autre de la zone à réparer). Ces points durs, qui ont bien résisté lors de Xynthia, sont encadrés par des parties plus fragiles qui ont donc subi beaucoup plus de dégâts (figure 11).



FIGURE 11 : PARTIE DE LA DIGUE DU GÉNIE SANS CARAPACE COMPLÈTE EN ENROCHEMENT AYANT SUBI UN ARRACHEMENT DE SON REVÊTEMENT BÉTON – L'AIGUILLON-SUR-MER (85)

Enfin et d'une façon générale, il a été relevé un manque d'entretien courant des ouvrages, notamment ceux en terre qui sont apparus lors des diagnostics très végétalisés et montrant souvent des traces d'animaux fouisseurs. Ces observations indiquent une sensibilité des ouvrages à l'érosion interne. Il est à noter que ce type de mécanisme de désordre n'a été que très rarement mis en évidence lors des diagnostics, ce qui ne veut pas dire qu'aucune érosion interne n'affectait les ouvrages, mais que les dégâts causés par la tempête ont certainement masqué les pathologies qui peuvent lui être associée (cavités, infiltrations, etc.).

Conclusion

Bien que n'étant pas un phénomène météorologique exceptionnel, la tempête Xynthia a provoqué des dégâts exceptionnels, en lien d'une part avec une surcote importante et des effets de vague violents et d'autre part, au fait que les ouvrages de « protection » du littoral n'ont pas rempli leur office.

Les diagnostics, réalisés par le CETE de l'Ouest après l'évènement sur un grand nombre des structures de protection, ont mis en évidence un mécanisme de désordre prépondérant, à savoir l'érosion externe, de contact ou consécutive à une surverse. Ceci indique que les ouvrages étaient sous-dimensionnés en altimétrie, vis-à-vis d'un événement tel que Xynthia.

Il est important de préciser toutefois que la plupart des digues qui ont été surversées n'avaient pas été conçues dans un

objectif de protection des populations : construites au fil des siècles par les exploitants agricoles, elles visaient à assurer une protection courante des terres poldérisées, des marais salants et des bassins conchylicoles. Ainsi, les zones étaient protégées d'évènements courants (petites tempêtes et grandes marées), ce qui permettait d'assurer la pérennité de l'exploitation. En aucun cas elles n'étaient dimensionnées pour résister à des surcotes équivalentes à celle atteinte lors de Xynthia (1.50m au sud de la Vendée).

Si l'on met de côté l'attaque directe des vagues sur les biens situés en front de mer, la principale cause des dégâts provoqués par la tempête sur les biens et les personnes est donc à rechercher dans l'urbanisation relativement récente (depuis la seconde guerre mondiale) d'anciennes terres agricoles, en lien avec l'attraction grandissante que présente le littoral pour la population, qu'elle soit permanente ou saisonnière. Ainsi, des habitations, des résidences, des locaux commerciaux, des campings, ont été construits à l'arrière de ces digues agricoles, dans des points bas topographiques et sans qu'il y ait eu prise en compte du risque de submersion : les digues préexistantes n'ont que très rarement fait l'objet d'études vis-à-vis de leur capacité à protéger ces nouveaux enjeux plus vulnérables que les enjeux liés à l'exploitation agricole du site.

Enfin, les diagnostics ont fait ressortir un manque d'entretien généralisé des digues par défaut du gestionnaire, qui, lorsqu'il était identifié, ce qui était loin d'être le cas partout, avait rarement les moyens financiers et humains d'assumer ses obligations.

Remerciements

Les rédacteurs tiennent à remercier :

- Leurs collègues des Laboratoires d'Angers et de Saint-Brieuc, qui complétaient les équipes de diagnostic : JL. Gambert, D. Hupin, E. Thuia (Angers), H. Bozec, J. Houron, P. Le Roi, S. Pasquiet (Saint-Brieuc).
- Les agents de la DDTM 85, qui ont accompagné les équipes de diagnostic sur le terrain.
- Mme Davias et M. Sylvain N'Guyen, qui ont assuré la traduction du résumé en anglais.

Références

[1] Devaux E., Bérenger B., Chassé P. (2011). *Communes de la Faute-sur-Mer et la Tranche-sur-Mer (Vendée)-Définition d'un programme d'actions pour la prévention des submersions marines sur le secteur de la Belle-Henriette*. MEDDTL, CETE Ouest/CETMEF, Nantes.

[2] Devaux E., Désiré G., Boura C., Lowenbruck J., Bérenger N., Rouxel N., Romain N. (2012). *La tempête Xynthia du 28 février 2010-Retour d'expérience en Loire-Atlantique et Vendée.* MEDDE, CETE Ouest, Nantes.

[3] Hernu H., Casteigts M., Kbaier R., De Furst X., Jullien B., Rochard J., Balay L-P., Guillet M. (2010). *Rapport sur l'évaluation des dommages causés par la tempête Xynthia des 27 et 28 février 2010 à prendre en compte au titre du fonds de solidarité de l'Union Européenne*. CGEDD/IGA/IGF/CGAAER, Paris.

[4] Pineau-Guillou L., Lathuilière C., Magne R., Louazel S., Corman D., Perherin C. (2011). *Caractérisation des niveaux marins et modélisation des surcotes pendant la tempête Xynthia*. Annales Hydrographiques SHOM n° 777, pp. 11-1 – 11-8.

[5] Romain N. (2011). *Retour d'expérience de la tempête Xynthia-Cartographie et synthèse des désordres sur les infrastructures de protection touchées lors de la tempête*. Université de Nantes, Nantes.

Dimensionnement des ouvrages maritimes de protection : état des pratiques actuelles et prise en compte du changement climatique

Design of sea defence structures: review of current practices and consideration of climate change

A. Bernard[1], C. Trmal[2], G. Prévot[3] & P. Gaufrès[3]

[1]CETE de l'Ouest, Saint Brieuc, Alexis.Bernard@developpement-durable.gouv.fr
[2]CETE Méditerranée, Aix-en-Provence, Celine.Trmal@developpement-durable.gouv.fr

[3]CETMEF, Compiègne ,Guirec.Prevot@developpement-durable.gouv.fr; Pierre.Gaufrès@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Les digues portuaires et les ouvrages de protection contre les submersions marines sont des ouvrages coûteux et par conséquent conçus pour des durées de vie relativement longues (en général supérieures à 50 ans) et doivent être dimensionnés vis à vis des sollicitations les affectant sur leur durée de vie. Ces ouvrages doivent donc prendre en compte les effets du changement climatique sur les conditions hydrodynamiques.
Les pratiques pour le dimensionnement de ces ouvrages sont examinées par pays (Allemagne, Belgique, Danemark, Etats-Unis, Pays-Bas, Royaume-Uni et France). Il en ressort des différences à plusieurs niveaux : objectif de protection, durée de vie, établissement des cas de sollicitations hydrauliques, principes et critères de dimensionnement.
Un rappel de l'état actuel des connaissances sur l'impact du changement climatique sur les principaux paramètres hydrodynamiques affectant les ouvrages maritimes est réalisé. Les études actuelles montrent que l'adaptation d'un ouvrage au changement climatique en rehaussant la crête de l'ouvrage d'une valeur correspondant à l'élévation attendue du niveau moyen présente des insuffisances. La prise en compte des conditions futures est un problème complexe auquel les pays répondent par des approches diverses (anticipation par ajout systématique d'une marge, adaptation progressive,...).

Abstract

Breakwaters and coastal levees are man-made structures designed to be functional on a relatively long period (more than 50 years). Loads affecting them on their design life must be considered. Appropriate design needs to take account of climate change effects on hydraulic loads that affect these structures.

A review of past and current design practise is undertaken for different country (Germany, Belgium, Denmark, US, Netherlands, UK and France). Differences are underlined at different level: level of protection, design life, hydraulic boundary assessment, design principles and technical criteria.
The article summarizes the current state of knowledge on the impact of climate change on fundamental hydraulic loads affecting protection structures. Recent studies show that adapting structure to climate change by raising the crest level by the expected sea level rise is not a sufficient adaptation solution. Countries use different strategies to resolve the complex issue of future hydraulic loads that will affect the structure: anticipation of future conditions, use of adaptative structure.

Introduction

Le changement climatique induira des conséquences non négligeables sur les ouvrages de protections maritimes. Les sollicitations prises en compte pour le dimensionnement de ces ouvrages vont subir des modifications, en particulier le niveau marin et les houles. Cette nouvelle donne incite à s'interroger sur les ouvrages existants : leur dimensionnement, leur niveau de protection et leur niveau de sûreté.
A l'aube de la publication du décret « digue », le CETMEF associé au CETE de l'Ouest et au CETE Méditerranée, a voulu réaliser un point sur les pratiques de dimensionnement des ouvrages. Le domaine de l'étude s'est limité aux ouvrages de protection contre la submersion et aux ouvrages de protection portuaire. Celle-ci retrace les pratiques passées jusqu'aux pratiques actuelles de dimensionnement des ouvrages et expose leur évolution afin de prendre en compte le changement climatique aussi bien en France qu'à l'étranger. L'étude engagée ne cherche pas à prodiguer des recommandations, mais simplement à mettre en exergue les méthodes et leurs biais avec les recommandations usuelles. Les pratiques de dimensionnement de ces ouvrages sont

passées en revue pour différents pays (Allemagne, Royaume-Uni, Belgique, Danemark, Etats-Unis, Pays-Bas et France). Cette analyse s'appuie sur les travaux menés par le NSCMG (North Sea Coastal Management Group) entre 1998 et 2005 [6] et [15] ainsi que sur le rapport de pré-dimensionnement des systèmes de protection de la Nouvelle-Orléans [20]. Les pratiques sont analysées et comparées en termes de réglementations, de niveau de protection, de niveau de sûreté, d'assimilation de données, d'événements dimensionnant, de méthodes et de critères de dimensionnement. Elles sont illustrées au travers d'exemples sur des projets et sur des ouvrages en France et à l'étranger. Pour finir, l'article aborde l'état des connaissances sur les effets du changement climatique sur les actions hydrauliques et la prise en compte actuelle de ces phénomènes dans la conception.
Cette étude est réalisée dans le cadre du Plan National d'Adaptation au Changement Climatique, et dresse un état de l'art sur les pratiques de dimensionnement avec la prise en compte du changement climatique (Action 1 de la fiche Infrastructures)

Tour d'horizon des pratiques pour le dimensionnement des ouvrages

Un recueil d'informations sur les pratiques existantes et par pays a été effectué en s'interrogeant sur :

- La durée de vie de projet retenue;
- L'objectif de protection recherché;
- L'expression de cet objectif;
- La déclinaison de l'objectif aux cas de charge (niveau, vague);
- Le(s) événement(s) de référence utilisé(s) pour le dimensionnement d'un ouvrage maritime;
- Les critères techniques retenus;
- Les différences sur les philosophies adoptées pour dimensionner un ouvrage.

Objectif de protection
L'objectif d'une digue de protection contre la submersion marine est de se prémunir contre l'intrusion de l'eau dans une zone protégée. Le raisonnement doit en pratique être conduit sur le système de protection auquel appartient la digue. A la conception d'un nouvel ouvrage de protection, le maître d'ouvrage exprime ses besoins en niveau de protection d'une part (contre quels événements se protéger ?) et en durée de vie de l'ouvrage d'autre part (sur quel horizon l'ouvrage doit-il être fonctionnel ?). A partir de ces deux exigences, le concepteur peut mettre en place une méthode de conception et de dimensionnement de l'ouvrage.
L'objectif de protection est souvent exprimé en France par référence à une période de retour des aléas. Cette notion, bien que répandue, n'est pas parfaitement appropriée pour les ouvrages maritimes soumis à la conjonction de deux phénomènes principaux (houle et niveau). En effet, plusieurs couples houle-niveau peuvent correspondre à une même période de retour. Par exemple, la combinaison d'une houle très forte et d'un niveau marin moyen peut avoir la même période de retour que la combinaison d'une houle moyenne et d'un niveau très élevé. Il est donc préférable de parler de probabilité annuelle de dépassement du niveau de protection.

L'objectif ou niveau de protection exprimé en probabilité annuelle de dépassement varie de 0,01% pour certains systèmes de protection à fort enjeu aux Pays-Bas à 1% aux Etats-Unis. Ce niveau de protection peut-être réglementé (Pays-Bas), requis pour satisfaire au critère d'assurances (Etats-Unis), simplement préconisé ou non exprimé (Royaume-Uni). Pour ce dernier pays, une grande liberté est laissée à la maîtrise d'œuvre pour optimiser sa réponse à un problème donné. Le choix du niveau de protection approprié se fait par l'optimisation d'une fonction coût/bénéfice. Cependant, le niveau de protection exprimé en probabilité annuelle de dépassement, bien qu'emblématique, n'est qu'un indicateur et ne reflète que partiellement le niveau réel de protection de l'ouvrage.

TABLEAU 1 : NIVEAU DE PROTECTION ET CRITERE DE DECISION SELON LES PAYS

Pays	Niveau de protection	Critère
Allemagne	1/100 ou maximum observé	Recommandation
Belgique	1/1000	Recommandation
Danemark	1/50 à 1/1000	Population à risque
Etats-Unis	1/100 à 1/200	Certification assurance
Pays-Bas	1/2000 à 1/10000	Obligation réglementaire
Royaume-Uni	aucun niveau affiché	Analyse coût-bénéfice

Durée de vie
La durée de vie de projet est aussi exprimée par le maître d'ouvrage comme la durée pour laquelle l'ouvrage est conçu pour remplir sa fonction. La confusion est encore trop souvent faite avec l'objectif de protection lorsqu'il est exprimé par une période de retour.
La durée de vie n'est pas exprimée par un standard national dans la plupart des pays. Pour les digues, la durée de vie est souvent revue par prolongements successifs à l'occasion des remises à niveau du système. De nombreux exemples de digues de protection élargies et surélevées sur plusieurs siècles illustrent cette remise à niveau pour répondre à une modification des conditions hydrauliques affectant l'ouvrage et/ou une augmentation du niveau de protection (réglementaire, augmentation des enjeux protégés…).

Lorsqu'un ouvrage est construit ou modifié, il est dimensionné en prenant en compte une durée de vie de projet d'au moins cinquante ans.
Lorsqu'un phénomène se produisant sur le long terme est considéré (subsidence, tassement…), l'horizon considéré est de 50 à 100 ans. A la Nouvelle-Orléans, le système de protection est composé en partie de murs de protection pour lesquels une durée de vie de 50 ans est retenue. C'est cet horizon de 50 ans qui est utilisé pour tous les composants du système, dont les digues de protection.

Adéquation nécessaire entre la durée de vie et le niveau de protection d'un ouvrage
L'objectif ou niveau de protection de l'ouvrage et sa durée de vie, bien que relevant de deux notions distinctes, doivent être cohérents. L'équilibre entre les considérations économiques et le niveau de performance requis et/ou de risque acceptable, doit aussi être calculé. Il doit être exprimé en termes de risque de non-performance ou de risque de dépassement des exigences. Il est donc nécessaire de relier la durée de vie et le niveau de protection en calculant la probabilité de dépassement du niveau de protection sur la durée de vie de l'ouvrage, ce qui est rarement réalisé dans les pratiques actuelles.

États limites, niveaux de sûreté ou résilience
Pour un nouvel ouvrage, on considère que celui-ci est fonctionnel jusqu'au niveau de protection qui correspond à l'État Limite Fonctionnel (vis à vis de la fonction de protection contre la submersion). Ceci correspondrait à la situation normale d'exploitation ou de fonctionnement. Un ouvrage peut cependant être confronté à un événement d'intensité supérieure au niveau de protection de l'ouvrage. Dans ce cas, l'ouvrage ne protège plus la zone protégée de l'intrusion d'eau. Son intégrité ne doit pas être mise en péril pour ne pas provoquer de sur-aléa de rupture. Si c'est le cas, on parle alors de dépassement du niveau de sûreté de l'ouvrage.
Les retours d'expérience suite aux événements Katrina et Xynthia ont mis l'accent sur la sûreté des digues de protection lorsque leur niveau de protection est dépassé. Aux États-Unis, lors de la reconstruction du système de protection autour de la Nouvelle-Orléans, un niveau de résilience (qui correspond à un niveau de sûreté) des ouvrages est pris en compte pour éviter la ruine du système pour un événement d'intensité supérieure au niveau de protection. La probabilité annuelle de dépassement du système traduisant le niveau de protection est de 1%. L'ouvrage doit résister aux événements d'une probabilité annuelle de dépassement supérieure ou égale à 0,2%. Ces deux niveaux sont détaillés dans le rapport de pré-dimensionnement [20].
Cette notion d'état limite est plus développée pour les digues portuaires où plusieurs niveaux d'états limites peuvent être considérés pour un même ouvrage. Par exemple, une digue portuaire circulable et exploitable (fonction 1) et protégeant un bassin de l'agitation (fonction 2) admet plusieurs états limites de fonctionnels vis à vis de chaque fonction. La plupart des digues portuaires en enrochements considèrent un état limite réparable autrement appelé seuil de dommage admissible, très lié aux formules de stabilité de blocs d'enrochement intégrant les taux de dommage.

Des méthodes de dimensionnement diverses.
L'analyse des pratiques dans les différents pays met en évidence des méthodes différentes présentant des degrés d'analyse et de complexité divers.

La grande majorité des digues de protection anciennes a été conçue par ajustements successifs sur les événements subis pendant la vie de l'ouvrage. Cette approche basée sur l'expérience est dite empirique. Les méthodes d'ingénierie actuelles n'étaient pour la plupart pas encore développées. On ne peut pas parler de dimensionnement de l'ouvrage en terme de niveau de protection. L'ouvrage est adapté par étapes au cours de sa vie aux événements pouvant l'affecter et aux enjeux protégés. Le niveau de protection effectif de tels ouvrages est difficile à déterminer (difficulté de caractérisation des composants sensibles au vieillissement).

Les méthodes dites déterministes ont été et sont aujourd'hui encore largement utilisées pour le dimensionnement. Celles-ci consistent à dimensionner l'ouvrage en considérant un seul ou un nombre limité de cas de charge (couple niveau, vague) et à analyser la stabilité et le franchissement en appliquant ou non des coefficients globaux de sécurité ou des marges. Dans cette logique, un niveau d'eau extrême et une hauteur de vague maximum à l'ouvrage correspondant à ce niveau sont retenus. Cette approche, bien que répandue pour des raisons pratiques, présente des inconvénients. Elle ne permet pas en particulier de prendre en compte plusieurs situations de charge.
Le couple de variables le plus défavorable au fonctionnement ou à la sûreté de l'ouvrage peut-être différent selon le mode de défaillance considéré. Par exemple, la digue de protection peut être fonctionnelle pour l'événement de référence caractérisé par une conjoncture (niveau, vague) ayant une probabilité annuelle de dépassement et être dépassée pour un autre événement de même probabilité (niveau plus faible et vagues plus fortes). Pour palier à ce problème les périodes de retour des événements sont souvent choisies élevées et conduisent à un événement conjoint dont la période de retour est très importante. Par exemple, les périodes de retour centennales pour le niveau et la houle sont souvent prises en compte pour le dimensionnement. Pour autant la période de retour de l'évènement (houle centennale, niveau centennal) est beaucoup plus importante dans le cas d'une non dépendance de ces deux variables.

TABLEAU 2: RÉSULTAT DE L'ÉTUDE COMRISK

Pays	Danemark	Allemagne	Pays-Bas	Belgique
Période de retour retenue (année)	100	100	10000	1000
Cote du Niveau d'eau correspondante (m)	3,19	3,84	4,70	4,21
Houle correspondante (m)	2,74	3,13	3,66	3,37
Crête de l'ouvrage retenue (m)	7,48	8,57	14,17	12,90

Les méthodes probabilistes sont très répandues pour l'analyse de sûreté des digues. Elles consistent à formaliser sous forme d'arbres de défaillance l'ensemble des phénomènes et leur enchaînement pouvant conduire à l'événement indésirable (ie l'intrusion d'eau dans la zone protégée). Chaque mode de défaillance est ensuite décrit par une fonction des variables de résistance (variables stabilisatrices) et des variables d'action ou sollicitation (variables déstabilisatrices). Les variables sont renseignées par leur distribution statistique. Ces méthodes présentent l'avantage de considérer l'ensemble des modes de défaillance envisageables, d'optimiser le dimensionnement vis à vis de ces modes de défaillance, de traiter un grand nombre de cas de charge et de prendre en compte et d'analyser les incertitudes sur les variables (actions ou résistances). L'inconvénient principal de ces méthodes est la lourdeur de leur mise en œuvre. Elles sont de plus en plus utilisées pour affiner le dimensionnement final d'un ouvrage. En France (par l'étude de dangers) et au Royaume-Uni, les projets de construction sont soumis à une analyse de sûreté du système qui s'appuie sur les méthodes probabilistes.

Il existe aussi des méthodes semi-probabilistes. Des coefficients partiels sont appliqués aux variables (actions ou résistances). Ces coefficients partiels sont issus de travaux d'experts. Ils doivent refléter la distribution statistique d'une variable autour d'une valeur caractéristique. Les méthodes semi-probabilistes reprennent implicitement les principes des méthodes probabilistes en remplaçant le tirage dans la distribution statistique de chaque variable par des coefficients partiels. Ces méthodes commencent à être appliquées pour le dimensionnement des digues portuaires (digues à talus, mixte ou à caisson). Les travaux de l'AIPCN formalisent ces pratiques pour l'analyse des digues à talus en enrochements [1].

Les pratiques diffèrent entre pays en ce qui concerne l'approche employée pour le dimensionnement. Aux Etats-Unis, le dimensionnement se fait de manière déterministe. L'approche probabiliste est plus répandue au Royaume-Uni où une grande flexibilité est laissée au maître d'œuvre et l'approche par l'analyse de risque est indispensable pour justifier la construction d'un ouvrage. Les méthodes déterministes sont toujours utilisées au moins en phase d'avant projet pour le pré-dimensionnement. Certains pays adoptent les méthodes probabilistes pour le dimensionnement final.

Comparaison des pratiques entre pays - Études de cas

Pour comparer dans un référentiel commun les pratiques entre pays, une étude de cas a été menée dans le cadre des travaux du NSCMG [15] et du projet COMRISK [6]. Une comparaison des pratiques a été réalisée sur un même ouvrage (digue de Pettemer) en s'appuyant sur la hauteur de la crête comme indicateur du niveau de protection. L'étude porte uniquement sur le niveau de protection et non sur le niveau de sûreté de l'ouvrage. Chaque pays a appliqué son niveau de protection et sa méthode de dimensionnement (détermination des conditions hydrauliques, formules de run-up ou franchissement et critères admis de run-up ou franchissement) pour une même géométrie d'ouvrage.
Le niveau de crête en bout de chaîne va de 7,5m au-dessus du niveau moyen selon les pratiques au Danemark à 14,17m selon les pratiques aux Pays-Bas.

Cette étude met en avant des différences énormes entre pays. La comparaison pointe des différences importantes selon les critères de franchissement et les formulations retenues. Les projets de collaboration plus récents tels que l'Eurotop focalisé sur le run-up et le franchissement ont très probablement conduit à une homogénéisation des pratiques. Les méthodes employées dans le projet sont déterministes. Le run-up ou le franchissement (selon le pays considéré) est calculé à partir du niveau extrême correspondant à la période de retour retenue et de la houle maximum en pied d'ouvrage associée.

Prise en compte du changement climatique dans le dimensionnement des ouvrages maritimes

Une analyse des pratiques des différents pays vis-à-vis de la prise en compte des sollicitations marines modifiées par le changement climatique a été effectuée.
Ainsi, dans un premier temps, un état des connaissances sur l'évolution à long terme de ces sollicitations marines a été réalisé. Les résultats des différentes études sont loin d'être exhaustifs et sont toujours soumis aux incertitudes des modèles de forçage climatique. La sensibilité des digues maritimes à ces modifications a ensuite été rapportée. Enfin des exemples de pratique de différents pays ont été analysés de manière à dégager deux solutions qui semblent s'imposer aujourd'hui.

États des connaissances sur les effets du changement climatique sur les actions hydrauliques

Depuis la création du Groupe d'experts intergouvernemental sur l'évolution du climat (GIEC) en 1988 de nombreuses études ont trait à l'impact du changement climatique notamment sur les actions marines (niveau marin, houles,...).
En ce qui concerne les ouvrages maritimes considérés dans le présent article, ce sont principalement une élévation du

niveau marin des mers (niveau moyen, surcotes) et une modification des houles qui demandent une attention particulière dans le dimensionnement de ces ouvrages.

L'évolution à long terme du niveau moyen des mers due aux changements climatiques est l'évolution la mieux documentée et appréhendée. Les études s'appuient sur des extrapolations des niveaux marins observés depuis la fin du XIXe siècle à l'aide de modèles climatiques prenant en compte divers scénarios.
Selon le 4ème rapport du GIEC de 2007 [4] l'élévation du niveau des mers d'ici 2100 pourrait être comprise entre 18 et 59 cm à l'échelle mondiale.
Cependant l'évolution mondiale est loin d'être homogène. De nombreux pays s'appuient sur les prédictions du GIEC mais ont lancé ces dernières années des études plus locales de façon à décliner des valeurs régionalisées [2].

En France métropolitaine, il existe depuis 2010 les recommandations de l'Observatoire National sur les Effets du Réchauffement Climatique (ONERC) [11] qui définissent 3 hypothèses à l'horizon 2100 :

- Hypothèse optimiste : 40 cm
- Hypothèse pessimiste : 60 cm
- Hypothèse extrême : 100 cm.

Dans le cadre de la révision du guide des Plans de Prévention des Risques Littoraux (PPRL) [8] une élévation de 20 cm est d'ores et déjà prise en compte dans le calcul du niveau marin actuel, ensuite pour le calcul du niveau marin à l'horizon 2100, 40 cm supplémentaire sont pris en compte, soit une augmentation de 60 cm au total (hypothèse pessimiste de l'ONERC).
Aux Pays-Bas, la « Commission on Water policy for the 21st century » (WP21) et plus récemment le « Royal Netherlands Meteorological Institute » (KNMI) ont étudié un certain nombre de scénarios [20] sur lesquels s'est basé le « Technical Advisory Committee on Water defences » (TAW) [17] pour établir des recommandations pour les futurs projets (Tableau 3).
Au Royaume-Uni, le programme UKCP09 [19] s'est attaché à fournir en plus des recommandations à l'échelle nationale, des projections d'élévation du niveau marin relatif sur un maillage de 12 km de côté le long des côtes (prenant en compte les mouvements de la croûte terrestre) et ceci pour la période 1999-2099 et pour 3 scénarios d'émission (bas : GIEC-B1, moyen : GIEC -A1B et haut : GIEC-A1F1) avec les quantiles 5 et 95 %. L'analyse conduite donne pour les côtes du Royaume-Uni une augmentation variant entre 13 et 76 cm en 2095 (sont exclus les mouvements verticaux des terres).

La modification des tempêtes également analysée par le GIEC [18] va impacter le niveau marin dans sa composante surcote météorologique (élévation du niveau marin au passage d'une tempête) et impacter les houles (principalement leur hauteur et direction).
Cependant, l'évolution des surcotes météorologiques et des houles sont beaucoup moins documentées que l'évolution du niveau marin ; les méthodes de calcul moins robustes et les incertitudes sont plus importantes.
En matière de prise en compte dans le dimensionnement d'ouvrage, les effets du changement climatique sur l'évolution des surcotes et des houles sont plus complexes à analyser que pour le niveau marin car ce sont les extrêmes de ces deux variables qui intéressent surtout le concepteur. Aujourd'hui des extrapolations statistiques sont réalisées sur les données historiques en faisant l'hypothèse que le climat est stationnaire. Les études actuelles comparent des extrapolations statistiques réalisées sur N années passées et sur N années futures. Les houles et les surcotes sur ces N années futures sont très dépendantes du modèle climatique utilisé.

Le programme UKCP09 [19] au Royaume-Uni fournit des évolutions régionales en utilisant les sorties du modèle climatique régional du MetOffice comme entrées du modèle de surcotes météorologiques du laboratoire Proudman. Ainsi sont produits une tendance linaire et les quantiles à 5 et 95% pour le XXIème siècle, pour chaque période de retour (2, 10, 20 et 50 ans) sur un maillage de 12 km de long et ceci pour 3 scénarios. Le long des côtes du Royaume-Uni la surcote météorologique cinquentennale ne devrait pas augmenter de plus de 0.9 mm par an en moyenne au XXIème siècle. Dans de nombreux endroits il est difficile de distinguer cette évolution des variabilités naturelles.
Le programme DISCOBOLE [5] en France a également exploré l'évolution des surcotes le long des côtes Manche-Atlantique suivant une méthodologie similaire. Les surcotes extrêmes calculées sur la période 1979-2003 ont été comparées à celle de la période 2087-2111. Les surcotes instantanées centennales qui en ont été extraites sont globalement en augmentation. Les augmentations les plus fortes se situent en Manche orientale et en Mer du Nord où elles atteignent 0,35 m.

Les houles vont voir principalement leurs hauteurs et directions modifiées. Des changements de direction de la houle peuvent provoquer des augmentations des hauteurs de vagues en modifiant la réfraction par exemple. Mais ce seront surtout les littoraux sableux qui seront vulnérables aux changements de direction des houles.
Le GIEC [18] prévoit une tendance à l'augmentation des hauteurs significatives moyennes annuelles et hivernales pour les latitudes moyennes de l'Atlantique Nord.
En France, les modifications futures des houles ont été étudiées par Morellato et al. [9] le long des côtes Manche-Altantique. Les houles générées à partir des vents sur la période 1960 - 2000 ont été comparées aux houles générées à partir de vents futurs prédits suivant des scénarios du GIEC

sur les périodes 2040-2070 et 2070-2100. Un exemple de résultats est donné à la Figure 1.
Les variations moyennes sont comprises entre –10 % et +10 % mais quelles que soient les régions les houles les plus fortes augmentent de 1 à 3 %.

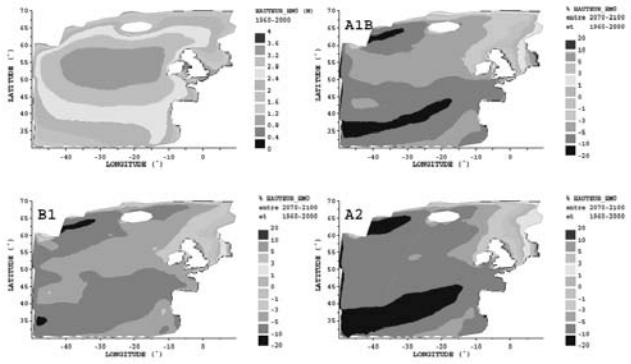


FIGURE 1 : DIFFÉRENCE EN POURCENTAGE ENTRE LA HAUTEUR SIGNIFICATIVE MOYENNE DE LA HOULE ENTRE LA PERIODE 1960-2000 ET 2070-2100 [9]

Sensibilité des digues à la modification des actions hydrauliques
Les digues, quelles soient côtières ou portuaires sont sensibles aux modifications des actions hydrauliques, en particulier si celles-ci sont à la hausse. Dans cette partie, seuls les effets en cas d'augmentation des actions hydrauliques seront considérés car leur diminution n'amènera pas, a priori, à reconsidérer les dimensionnements.
Par contre, en cas d'augmentation, les valeurs de dimensionnement risquent d'être dépassées plus fréquemment. Cela va nuire à la fois à la situation de service mais aussi à la situation de rupture de l'ouvrage.

L'augmentation du niveau marin va ainsi diminuer la revanche d'une digue côtière ou portuaire, ie la différence entre le niveau marin et le niveau de la crête de la digue.
Les conséquences vont concerner la situation opérationnelle et les dommages structurels. Les franchissements seront plus importants et donc provoqueront dans le cas d'une digue côtière une submersion marine par paquets de mer plus importante et dans le cas d'une digue portuaire une agitation accrue dans le port.
Dans le cas d'une augmentation du niveau moyen de la mer au-delà du niveau de la crête de la digue, les volumes d'eau entrants par surverse seront encore plus importants.
Dans les deux cas, la crête et le talus arrière de la digue vont subir une sollicitation accrue pouvant conduire à leur érosion s'ils ne sont pas protégés.

Pour les digues construites en faible profondeur d'eau, où la hauteur de la houle est fonction de la profondeur d'eau (zone de déferlement de la houle), ce qui est souvent le cas des digues contre les submersions marines, l'élévation du niveau marin aura un double effet dans la mesure où la hauteur de la houle atteignant l'ouvrage sera plus importante (profondeur d'eau augmentée). Dans le cadre du programme SAO POLO, les études analytiques [13] et [14] sur des digues franchies par de faibles débits d'eau ont montré que pour conserver ce faible débit il est nécessaire de rehausser l'ouvrage d'une hauteur supérieure à l'élévation du niveau marin et pouvant aller jusqu'à 2 fois cette élévation dans le cas de digues aux talus avant rugueux et de 3 fois dans le cas de digues aux talus avant lisses.

En ce qui concerne l'impact d'une augmentation des houles au large, il n'a jamais été étudié seul, une augmentation du niveau y est toujours associée car moins d'incertitude pèse sur ce scénario. Bien entendu, en rajoutant cette augmentation des houles, les franchissements, les dommages sur les talus avant, arrière et la crête seront accrus. Cependant cette conclusion est plus modérée dans le cas où la houle devant l'ouvrage déferle, car dans ce cas la hauteur de la houle au pied de l'ouvrage est plus dépendante de la hauteur d'eau que de la houle au large. L'augmentation du niveau moyen de la mer a donc, dans ce cas, une grande importance sur le climat de houle au droit de l'ouvrage.

Prise en compte actuelle dans la conception
Étant donné que les digues sont des ouvrages extrêmement coûteux et construits pour plusieurs décennies il est important dès à présent d'anticiper ces changements et d'en tenir compte dans la conception des nouveaux ouvrages.
Dans la littérature étudiée deux solutions semblent émerger.
La 1ère solution consiste à introduire dans le dimensionnement les valeurs à long terme des actions hydrauliques (niveau marin, houle,...).
La 2ème solution consiste à concevoir un ouvrage évolutif qui pourra s'adapter, après des modifications planifiées, à de plus fortes actions hydrauliques.
Ces deux solutions ne sont pas incompatibles.

Plus en détails, la **1ère solution** consiste à majorer les actions hydrauliques lors du dimensionnement classique des ouvrages.
Aujourd'hui cette méthode est très répandue pour le niveau marin. De nombreux pays ont adopté les prédictions du GIEC. Ci-dessous quelques exemples :

- Aujourd'hui en France le niveau marin est augmenté de 1 m pour la conception des digues portuaires à l'horizon 2100 (hypothèse extrême de l'ONERC) ;
- En Colombie Britannique (Canada) [3], ceci a été traduit par une augmentation uniforme de 0 m en 2000 à 2 m en 2200 avec une marge sur la revanche de 0.6 m ;
- Aux Pays-Bas, les concepteurs utilisent les valeurs données au Tableau 3 en choisissant un scénario suivant le type d'ouvrage à concevoir (par exemple : facilement

réhaussable -> scénario bas, zones urbanisées -> scénario moyen... [20]).

Peu de pays aujourd'hui imposent la prise en compte de valeurs augmentées de la houle. Aux Pays-Bas cela est recommandé que dans le scénario haut (Tableau 3).

La prise en compte dans les calculs de dimensionnement peut également être progressive en utilisant des méthodes probabilistes de calcul. Ceci a été réalisé par Takagi et al. [16] pour le dimensionnement d'une digue-caisson. Le niveau marin a été représenté par une distribution uniforme variant de 18 à 59 cm et le vent augmenté de 10%. Ensuite les incertitudes liées au calcul de la houle à partir du vent et liées aux formules de dimensionnement sont prises en compte. Une méthode de Monte-Carlo a été mise en œuvre pour calculer la distance de glissement du caisson. Cette approche est pertinente lorsque l'évolution du niveau marin et des vents est connue en fonction du temps, ce qui est prématuré pour le vent et la houle, notamment pour leurs extrêmes qui sont calculés statistiquement à climat stationnaire. Elle est également intéressante lorsque la performance ou la rupture de l'ouvrage est estimable vague à vague.

Au final, le choix d'un scénario ou d'une hypothèse d'augmentation des actions hydrauliques est un pari sur l'avenir, le choix reste incertain et est un risque à prendre. C'est pourquoi il est possible, dans un même pays ou une même région de rencontrer dans les projets de conception d'ouvrages des valeurs différentes. Celles-ci sont choisies en fonction des enjeux (ouvrage de protection de zone naturelle, de complexes industriels, de zones urbanisées...).

TABLEAU 3 : RECOMMANDATIONS DU TAW [17]

Horizon	**2050**	**2100**	**2200**
Scénario bas			
Niveau marin	+0.10 m	+0.20 m	+0.40 m
Surcote	-	-	-
Hauteur de houle	-	-	-
Marge de sécurité sur la revanche	+0.10 m	+0.20 m	+0.50 m
Scénario moyen			
Niveau marin	+0.30 m	+0.60 m	+1.20 m
Surcote	-	-	-
Hauteur de houle	-	-	-
Marge de sécurité sur la revanche	+0.30 m	+0.60 m	+1.20 m
Scénario haut			
Niveau marin	+0.45 m	+0.85 m	+1.70 m
Surcote	+0.40 m	+0.40 m	+0.40 m
Hauteur de houle	+5%	+5%	+5%
Marge de sécurité sur la revanche	+0.45 m	+0.85 m	+1.70 m

Cette 1ère solution présente un grand intérêt quand l'ouvrage est très sensible à une modification des charges hydrauliques et que le contexte ne se prête pas à une réhabilitation future.

La **2ème solution** consiste à concevoir un ouvrage qui sera adaptable périodiquement ou lorsque les actions hydrauliques atteignent des seuils à définir lors de la conception.
Une approche coût-bénéfice permet de déterminer les seuils sur les actions hydrauliques à partir desquels il faut renforcer ou adapter l'ouvrage. Toutefois, en cas d'accélération de l'augmentation des actions hydrauliques, le seuil pourra être atteint plus vite que prévu lors de la conception.

De nombreux programmes de recherche se sont intéressés à l'adaptation au changement climatique des ouvrages maritimes anciens (par exemple SAO POLO) mais peu s'intéressent aux recommandations sur les ouvrages neufs.
Cela étant les recommandations données pour l'adaptation des ouvrages anciens sont aussi valables pour la conception des ouvrages neufs avec l'avantage de pouvoir, dès la conception, anticiper sur les futurs renforcements par exemple en prévoyant des réserves et en étudiant la faisabilité de telle ou telle option.

Les solutions d'adaptations peuvent être les suivantes :

- ajouter une couche de carapace
- relever les ouvrages à l'aide de parapet
- modifier la pente du talus avant
- ajouter une berme au talus avant
- ajouter un ouvrage de pré-déferlement,...

Lors du programme SAO POLO [7], complété ensuite par les travaux de Nguyen [10], ces solutions de renforcement ont été examinées en modèle physique de manière à juger leur efficacité.

Cependant pour que ces solutions soient envisageables à moyen ou long terme certaines dispositions doivent être prises dès la conception. De plus, la difficulté de réalisation de certaines solutions est réelle. Par exemple le réhaussement d'un parapet, peut être rédhibitoire. Une grande partie de ces solutions impliquent des vérifications géotechniques des sols et de la digue même. Par exemple, le rajout de poids sur l'ouvrage (par ex. couche de carapace supplémentaire) peut induire une charge sur le sol plus importante et donc des tassements aggravant les franchissements. De même, si le renforcement de l'ouvrage conduit à son élargissement une réserve derrière l'ouvrage sera nécessaire. Il convient également d'éviter de construire des superstructures ou des bâtiments sur des digues qui sont vouées à être réhaussées.

Le projet ComCoast [21] propose d'autres solutions en renforçant les ouvrages mais aussi en anticipant les baisses de niveau de service des ouvrages et en adaptant les zones protégées à celles-ci (réduction de la vulnérabilité). En ce qui concerne l'ouvrage proprement dit, il s'agit de concevoir des ouvrages robustes à de plus forts débits franchissant et de réduire les actions de la houle impactant sur l'ouvrage côté mer par exemple en incitant à réaliser des rechargements de

plage en avant des ouvrages. Le niveau de protection ne correspond plus alors au niveau de crête.

Aucun exemple concret d'étude de dimensionnement d'ouvrages neufs suivant ces principes n'a été répertorié lors de cette étude. Par contre aux Pays-Bas, une réserve derrière les digues est recommandée pour les futurs élargissements.

Conclusion

Un tour d'horizon des pratiques en terme de dimensionnement des ouvrages de protection (digues de protection contre la submersion marine et digues portuaires) a été effectué. Celles-ci diffèrent sur plusieurs points. L'approche probabiliste, bien que lourde à mettre en place est une approche émergente permettant de traiter les spécificités de l'environnement maritime des ouvrages (conjonction de plusieurs phénomènes). Les méthodes de prise en compte de la concomitance houle-niveau sont encore relativement jeunes et devraient se répandre dans les pratiques de dimensionnement.

Les stratégies mises en place dans les différents pays pour prendre en compte l'impact du changement climatique sur les ouvrages de protection sont diverses. L'approche par anticipation des conditions futures se heurte aux incertitudes importantes sur les conditions climatiques régionales. Les méthodes probabilistes permettent de prendre en compte l'évolution des variables (sollicitations hydrauliques) et les incertitudes sur les scénarios futurs impactés par le changement climatique. L'approche par utilisation d'ouvrage adaptatif est intéressante et l'échange de bonnes pratiques sur le sujet est à développer. L'adaptation des ouvrages de protection aux conditions changeantes ou à une évolution des exigences de protection n'est pas une pratique nouvelle (exemple digues de Loire, digues de St Malo, Saint Jean de Luz ou Cherbourg…).

Références

[1] AIPCN (1993). *Analyse des digues à talus en enrochements*. Rapport du groupe de travail n°12 du Comité Technique Permanent II. Supplément au Bulletin n°82

[2] AIPCN (2008) Waterborne Transport, Ports and Waterways: A Review of Climate Change Drivers, Impacts, Responses and Mitigation. Report of PIANC EnviCom - Task Group 3 Climate Change and Navigation, 57 S., Brussels, Belgium. http://www.pianc.org/downloads/envicom/envicom-free-tg3.pdf

[3] BC Ministry of Environment (2011). *Climate Change Adaption Guidelines for Sea Dikes and Coastal Flood Hazard Land Use - Sea Dike Guidelines*, Rapport n°143111.

[4] Bindoff, N.L., J. Willebrand, V. Artale, A, Cazenave, J. Gregory, S. Gulev, K. Hanawa, C. Le Quéré, S. Levitus, Y. Nojiri, C.K. Shum, Talley L.D., A. Unnikrishnan, (2007): *Observations: Oceanic Climate Change and Sea Level*. In: Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.

[5] Boulet T., Violeau D. (2007). *Détermination de l'évolution des surcotes extrêmes à l'horizon 2100 par simulation numérique*, Contribution à la tâche 1 du projet Discole, EDF LNHE

[6] Dekker J. (2004). *COMRISK Sub-Project 5: Hydraulic boundary conditions.* Rijkswaterstaat, DWW.

[7] Mattatolo G. (2012). Étude par essais physiques de solutions de renforcement des digues, 9ème journées Scientifiques et Techniques du Cetmef, Paris.

[8] MEDDTL (2011). Circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte de submersion marine dans les plans de prévention des risques littoraux, DEVP1119962C

[9] Morellato D., Benoit M., Tiberi-Wadier A.-L. (2010) *États de mer et changement climatique. Simulation des états de mer dans l'océan atlantique de 1960 à 2100 pour trois scénarios de changement climatique.* Journées "Impacts du Changement Climatique sur les Risques Côtiers", 15-16 Novembre 2010, BRGM, Orléans (France)

[10] Nguyen D. T. (2012). *Stabilité et franchissement des digues maritimes*, Université du Havre, Le Havre.

[11] ONERC (2010*) Prise en compte de l'élévation du niveau de la mer en vue de l'estimation des impacts du changement climatique et des mesures d'adaptation possibles – Synthèses*. Direction générale de l'énergie et du climat

[12] Planton S., Cazenave A., Delecluse P., Dorfliger N., Gaufrès P., Idier D., Jamous M., Le Cozannet G., Le Treut H., Peings Y., sous la direction de J. Jouzel (2012) *Le climat de la France au XXIe siècle, Volume 3 : Évolution du niveau de la mer* – Feb. 2012 http://www.developpement-durable.gouv.fr/Evolution-du-niveau-de-la-mer.html

[13] Prévot G., Kergadallan X., Sergent P. (2012). *Influence de la remontée du niveau de la mer sur les franchissements des ouvrages maritimes selon trois approches*, In Actes des XIIèmes Journées Nationales Génie Côtier – Génie Civil, Cherbourg.

[14] Prévot G., Sergent P.,Trmal C. (2010*). Adaptation des ouvrages de protection marine vis-à-vis de la montée du niveau des mers et des océans*, 8ème journées Scientifiques et Techniques du Cetmef, Brest.

[15] Richard Jorissen, Judith Litjens - van Loon, Anabel Méndez Lorenzo, (2001). *Flooding risk in coastal areas; An inventory of risks, safety levels and probabilistic techniques in five countries along the North Sea coast*. Road and Hydraulic Engineering Division (DWW), April 2001, 27 pp + appendices.

[16] Takagi H., Kashihara H., Esteban M., et T. Shibayama (2011). *Assessment of Future Stability of Breakwaters under Climate Change*, Coastal Engineering Journal, vol. 53, no. 1.

[17] TAW, Technical Advisory Committee on Water Defences (2002). Guideline for Sandy Coast (in Dutch). Delft: Road and Hydraulic Engineering Institute of the Directorate General of Public Works and Water Management (RWS-DWW).

[18] Trenberth, K.E., Jones P.D, Ambenje P., Bojariu R., Easterling D., Klein Tank A., Parker D., Rahimzadeh F., Renwick J.A., Rusticucci M., Soden B., Zhai P., (2007). *Observations: Surface and Atmospheric Climate Change*. In: Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.

[19] UK Climate Projections (UKCP09) (2009) *Online Marine & coastal projections report*. http://ukclimateprojections.defra.gov.uk/22538

[20] USACE (2007). *Elevations for design of hurricane protection levees and structures*. Lake Pontchartrain, Louisiana and Vicinity hurricane protection project. West bank and Vicinity hurricane protection project. USACE, New Orleans District.

[21] Verhagen H. J. (2012), *Impacts of climate change on the principles of dike design*. http://repository.tudelft.nl/assets/uuid:22600f82-6b18-423a-87c2-2cc0f802aef5/ClimateChangeDikeDesign.pdf

[22] Verhagen H.J., Visser P.J. (2007) Coastal defence solutions (approach of ComCoast). In Proc European Symposium on Flod Risk Management, Dreden, Germany, pp. 106-111.

Etude expérimentale des ruptures de digues par surverse

Breaching of earthen dykes by overtopping: an experimental approach

G. Charrier[1], M. Amielh[1], L. Pietri[1], F. Anselmet[1], A. Paquier[2]

[1] IRPHE, Marseille, charrier@irphe.univ-mrs.fr

[2] Irstea, Lyon, andre.paquier@Irstea.fr

Résumé

Les mécanismes de rupture des digues fluviales sont identifiés mais la prévision des risques liés à une crue reste sujette à caution. L'état général d'une digue est difficile à estimer et de nombreux facteurs influent sur sa résistance. Nous proposons un cadre permettant l'étude du développement de brèches par surverse dans des digues en terre, soumises à un écoulement longitudinal. Notre démarche expérimentale a conduit à la réalisation d'un essai grâce au canal à courant HERODE, sur une maquette de 10 cm de haut sur un mètre de long. Cet essai a mis en évidence trois phases de dégradation de la digue : initiation, élargissement rapide et augmentation du débit, puis stabilisation. Nous notons également une forme caractéristique de la fosse d'érosion, influencée par le débit de fuite et par le courant longitudinal côté rivière. Nous présentons enfin deux exemples de simulations numériques à titre illustratif. Le code utilisé est RUBAR20TS (Irstea). Les grandeurs hydrauliques sont cohérentes, mais pas la cinétique de développement de la brèche. Nous espérons pouvoir enrichir ce genre d'outils.

Abstract

Mechanisms leading to the failure of earthen levees are well identified, but there are still lacks concerning risk evaluation during a flood. It is hard to say whether or not a dyke is in good condition. We present a frame for experimental study of levees breakdown due to overtopping, with a longitudinal flow. We used a 8 meters long flume, HERODE, to study the failure of a 1 meter long levee. Its section is 10 cm high for 40 cm wide. Three steps arose during the breakdown : initiation, where the land-side slope was eroded from toe to top, then breach widening speeded up, such as the outgoing flow, and last came the stabilization phase. On landside, an erosion pool was created, and its shape not only is influenced by outgoing flow, but by the stream on the riverside (asymmetry). We also used a hydraulic calculation code, RUBAR20TS (Irstea). Hydraulic variables such as outgoing flow are consistent, but the breach doesn't widen despite the absence of cohesion in these simulations.

Introduction

L'érosion et les ruptures de digues de protection fluviale possèdent de nombreux aspects liés entre eux et dont certains sont encore mal pris en compte, que l'on souhaite concevoir de nouvelles digues, procéder à un entretien ou poser un diagnostic sur l'état d'une digue et sa capacité à résister à une crue.

On a décrit quatre mécanismes principaux conduisant à la détérioration des digues en remblai [1] (fig.1) :

- la surverse, lorsque le niveau d'eau s'élève au-dessus de celui de la digue; l'érosion débute au pied aval de la digue, puis se propage vers la crête,
- l'érosion du parement amont par le courant dans le lit de la rivière, accéléré en période de crue, qui affaiblit la stabilité mécanique de la digue,
- l'érosion interne (renard hydraulique), où l'eau s'écoule dans le corps de digue jusqu'à former un tunnel et souvent une brèche,
- le glissement des parements.



FIGURE 1: LES DIFFÉRENTS TYPES DE DÉGRADATION DES DIGUES DE PROTECTION FLUVIALE.

Le projet LEVEES, piloté par l'Irstea, vise à apporter des éléments scientifiques à la compréhension de ces phénomènes.

La tâche qui nous a été confiée concerne principalement le développement de brèches par surverse sur une digue soumise à un écoulement longitudinal. Ce type de rupture possède deux caractéristiques qui sont importantes dans l'estimation du risque lié à une crue : la vitesse de développement de la brèche et sa taille finale. Les experts constatent également l'apparition d'une fosse d'érosion à l'aval des brèches, avec une incidence sur l'inondation de la zone protégée. Cette

communication présente notre démarche jusqu'à la réalisation d'un essai expérimental sur une maquette de digue en matériau cohésif. Les essais seront menés dans le canal à courant HERODE de l'IRPHE, modifié pour pouvoir accueillir la maquette de digue et une zone protégée à fond mobile (fig. 2). Nous avons également commencé à utiliser le code de calcul hydraulique RUBAR (Irstea), dont nous présentons un exemple de résultats à la fin de cette communication.

I. Méthodes expérimentales

I.1. Le canal d'essai

Le canal HERODE a été construit en 2003 dans le but d'étudier l'érosion et le transport de sédiments cohésifs. C'est un canal à surface libre dont la veine d'essai est longue de 8 m, pour une largeur de 60 cm. On peut atteindre une hauteur d'eau de 60 cm pour un débit maximal théorique de 1200 m^3/h.

Une extension latérale a été adjointe afin de permettre l'étude de la rupture d'une digue par surverse et la modification de la zone protégée consécutive (fig. 2). Le canal ainsi modifié peut accueillir un modèle de digue de 3 m de long. Nous fixons la géométrie de la digue à 10 cm de hauteur et 40 cm en pied (pente 1:2). L'échelle approximative est au 1/50, soit une hauteur de 5 m de haut pour 20 m de largeur en pied.

I.2. Matériau utilisé

L'analyse des sols dont sont constituées les digues révèle en général la présence d'une partie non-cohésive ('sable'), et d'une partie cohésive (particules fines, argile). Nous avons donc opté pour un matériau 'modèle' cohésif, mélange de sable d'Hostun HN38 (d_{50} = 130 µm) et d'argile à base de kaolinite, qui donne au mélange une bonne tenue mécanique, variable selon la teneur en argile, la teneur en eau au moment de la mise en place et le compactage appliqué.

L'équipe du laboratoire de mécanique des sols de l'Irstea d'Aix-en-Provence nous a accueillis pour caractériser nos matériaux. L'analyse de l'argile par densimétrie montre une majorité d'argile et de silt, mais révèle la présence de sable fin (50 µm < d < 100 µm) à hauteur de 20 %. Cette caractéristique favorise une bonne répartition granulométrique de nos mélanges sable-argile.

Pour un mélange à 50 % de sable et 50 % d'argile, un essai Proctor normalisé a donné un poids volumique sec d'environ 16 kN/m^3, pour une teneur en eau de 20 % lors du compactage, ce qui se rapproche de sols naturels testés pour la même gamme granulométrique.

Un autre essai d'intérêt aura été le crumb test, qui permet de juger les caractéristiques dispersives d'un sol en présence d'eau. Les résultats peuvent varier grandement en fonction de la compaction, de la teneur en argile et de la granulométrie du sable [2].

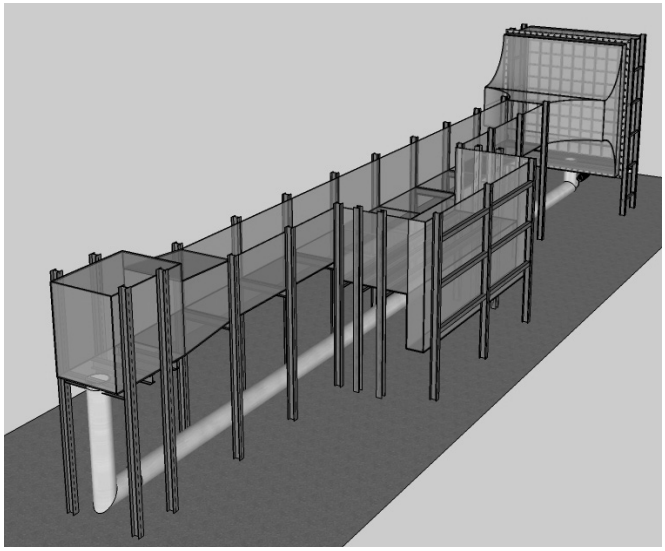


FIGURE 2: SCHEMA DU CANAL HERODE MUNI DE SON EXTENSION LATERALE

Sur la figure 3, nous avons utilisé un mélange à fractions égales de sable et d'argile. La teneur en eau initiale était de 20 %. Sur les digues réelles, on préconise une teneur en eau optimale à plus ou moins 2 % lors de la mise en place du matériau, mais il sera difficile de la maîtriser précisément au cours des différentes étapes de préparation de nos essais. Notons que le comportement d'un sol diffère selon que l'on est du côté sec ou humide de l'optimum au moment du compactage [3].

Nous avons enfin évalué l'indice de plasticité de notre argile. Il vaut 37 % avec une limite de liquidité de 70%, ce qui la classe parmi les argiles de forte plasticité.

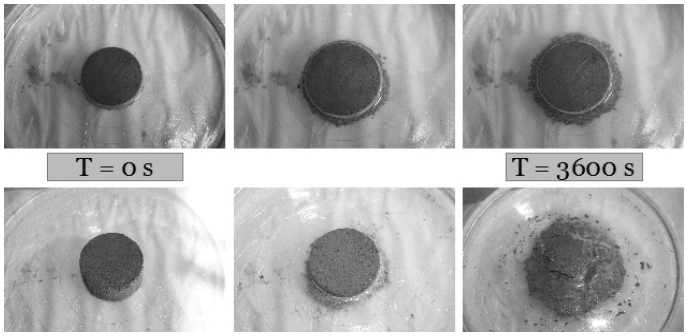


FIGURE 3: CRUMB TESTS. EFFET DU COMPACTAGE SUR LA RESISTANCE D'UN ECHANTILLON DE SOL A L'IMMERSION.

I.3. Essai préliminaire

Afin d'exploiter les résultats des essais normalisés et d'éprouver notre méthode de construction du modèle de digue, nous avons soumis une maquette (H = 5 cm, l = 20 cm, L = 40 cm) à la vidange d'un réservoir par surverse localisée.

Concernant la construction, nous avons compacté deux couches dans des coffrages, puis arasé les parements pour obtenir une pente de 1:2. La digue est construite sur une planche bardée de clous pour assurer un bon contact avec le fond. Le tout est placé dans un réservoir, les bords et le pied amont de la digue sont protégés (fig. 4). La quantité de matériau utilisée est calculée pour obtenir une bonne compaction, compte-tenu du volume entre coffrages.
La partie amont est alimentée en eau et on maintient la hauteur d'eau juste au-dessous de la crête, en ayant initié une brèche au centre de la digue, par laquelle l'eau va s'écouler.
L'érosion débute sur le pied aval de la digue, la partie érodée prend une forme circulaire en plan, et les sédiments se dispersent en cercle autour de la zone où les vitesses sont les plus fortes, au droit de la brèche. La cinétique de développement de la brèche est lente mais le matériau réagit bien à la présence de l'eau. Cet essai a donc permis d'éprouver notre méthode de construction et le matériau choisi. Par ailleurs, le creusement du chenal d'érosion s'est fait en gradins (*headcut*, par opposition à une érosion progressive de surface), en régressant du pied vers la crête, ce qui est typique des premières phases de développement d'une brèche dans une digue en matériau cohésif.

II. Essai d'érosion par surverse dans le canal

Pour réaliser cet essai, nous avons construit une maquette sur une longueur de 100 cm, haute de 10 cm et large de 40 cm en pied, pour obtenir une pente des parements d'environ 1:2. Le matériau utilisé se compose à nouveau de 50 % de sable et de 50 % d'argile. Une telle proportion de particules fines sort de l'ordinaire mais la durée prévue de l'essai nécessite une bonne résistance à l'érosion du parement amont et une bonne étanchéité des parties de la digue non-soumises à la surverse pour éviter les écoulements internes.
Le mélange est homogénéisé puis humidifié, avant d'être mis en place et compacté. Le surplus de matériau est arasé pour obtenir un trapèze. Certaines parties sont réparées, puis les parements sont étanchés avec le même matériau, plus humide. Enfin, on initie une brèche en entaillant la crête pour obtenir un créneau d'environ 25x25 mm^2 de section (fig. 6). On fait monter le niveau d'eau dans le canal et on met le courant en route. Durant l'expérience, le débit est réglé autour de 80 m^3/h, ce qui permet d'obtenir des vitesses moyennes de l'ordre de 0.3-0.4 m/s dans l'écoulement principal, pour une hauteur d'eau d'environ 10 cm, soit un nombre de Froude d'environ 0.4, ce qui nous place dans le régime d'écoulement fluvial [4].



FIGURE 4: ETAPES DE LA CONSTRUCTION DE LA PREMIERE MAQUETTE

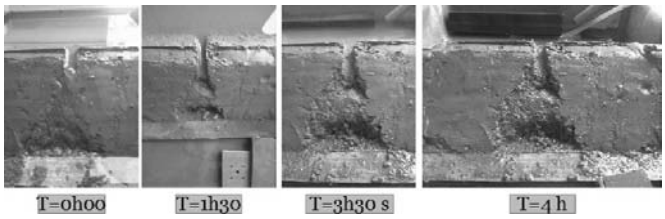


FIGURE 5: INITIATION D'UNE BRECHE SUR UN MODELE DE 5 CM DE HAUT.

Le parement côté zone protégée (ZP) commence à s'éroder au droit de la brèche, de manière symétrique. Après environ 4 heures, on note un début d'érosion par headcut du pied de digue côté ZP, au droit de la brèche et des fissures superficielles apparaissent sur le parement (fig. 7). L'érosion de surface est toutefois très lente.
Afin de borner la durée de l'essai à une limite raisonnable, nous décidons de scarifier la partie du parement qui subit la surverse. L'érosion de surface dans la brèche et sur le parement est ainsi augmentée, et les premiers dépôts se forment au droit de la brèche.
Après environ 8 h, un chenal d'érosion est clairement défini, et une légère dissymétrie apparaît dans le sens du courant. Un palier se forme à la limite entre les deux couches de la digue, et les parois de la brèche en formation sont verticales (fig.8), ce qui s'observe aussi sur les digues réelles. L'érosion se poursuit sur ce mode durant 1 heure puis le fond non érodable est atteint sur tout le chenal d'érosion, bien que le parement côté rivière soit peu attaqué. Notons que durant cette phase, la largeur de la brèche n'a pas sensiblement évolué (fig. 9).

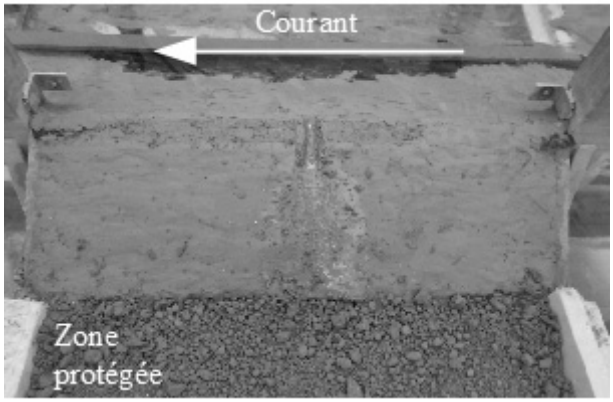


FIGURE 6 :T = 0 S : DEBUT DE LA SURVERSE. L'ECOULEMENT VA DE LA DROITE VERS LA GAUCHE.

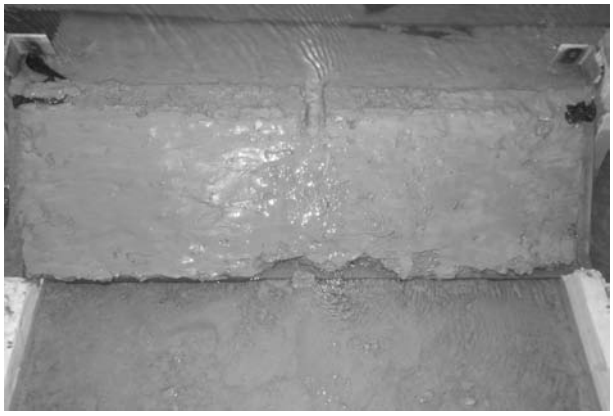


FIGURE 7: T = 4 H



FIGURE 8 : T = 8 H.



FIGURE 9 : DÉTAIL DE LA BRÈCHE À T=8 H.

Le jet qui s'engouffre dorénavant dans la brèche est orienté dans le sens du courant (vers la gauche sur les photos) et sape la partie inférieure de la paroi aval de la brèche. On entre alors dans une phase d'élargissement rapide où des parties de la paroi aval de la brèche se retrouvent en surplomb après l'érosion de la partie inférieure, et finissent par s'effondrer par blocs (fig. 10). La paroi amont (à droite sur les photos) n'est quant à elle pas directement impactée par le jet sortant, et évolue peu. Le débit dans la brèche augmente rapidement, ainsi que le transport de sédiments.



FIGURE 10 : T = 9 H : PHASE D'ELARGISSEMENT RAPIDE DE LA BRECHE.

Le sol arraché est aisément transporté par le débit de fuite et un fort dépôt débute dans la zone proche, au droit de la paroi amont de la brèche. En effet, le jet sortant frappe la paroi aval, puis est réorienté et sort de la digue en direction de l'amont (fig. 10). Nous imputons la forme particulière qu'a parfois adoptée la paroi aval de la brèche durant cette période à la cohésion, dont les effets sont très marqués à l'échelle de notre modèle. L'élargissement se poursuit pendant 1h30 et on constate que, la largeur augmentant, la direction du jet sortant tend de plus en plus vers la normale à la section de la brèche (fig. 11). La paroi aval est ainsi de moins en moins sollicitée

et l'évolution est ralentie. Les bords de la maquette approchant, nous stoppons l'expérience à T=11h30 (fig. 11).



FIGURE 11 : ALLURE DE LA BRECHE ET DU JET SORTANT AU MOMENT DE L'ARRET DE L'ESSAI.

Le matériau de la fosse d'érosion n'avait pas été suffisamment compacté et il s'est tassé sous l'effet de la saturation, rapidement après le début de l'expérience, jusqu'à se trouver à environ 4 cm au-dessous de la 'fondation' non érodable de la digue. Un dépôt de 6 cm s'est formé au droit de la paroi amont de la brèche. La zone qui a subi le gros du débit après 7 ou 8 h a été creusée sur environ 5 centimètres (ce phénomène a été accru par le ressaut créé par l'arête vive du fond non érodable sous la digue). Finalement, il y a plus de 10 cm de différence d'altitude entre le point le plus haut de la zone protégée et le point le plus bas (fig. 12).

Grâce aux photographies prises durant l'expérience, nous mesurons l'évolution de la largeur de la brèche à partir du moment où elle est complètement formée. On note une accélération de l'élargissement à partir de 40 minutes, puis un ralentissement aux alentours de 120 minutes (fig. 13). Cela correspond aux temps d'essai de 8h40 et 10h et s'accorde avec nos observations.

Cet essai nous aura donc permis d'observer plusieurs phases lors de la rupture d'une maquette de digue par surverse. Le matériau constitutif de la digue caricature plus qu'il n'imite les sols naturels mais cette étude a bien reproduit certaines tendances identifiées lors de ruptures de digues réelles.

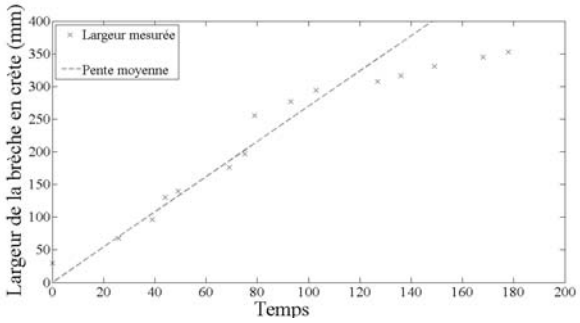


FIGURE 13 : LARGEUR DE LA BRECHE EN FONCTION DU TEMPS (MIN).

La phase d'initiation d'abord, où le faible débit sortant par la brèche érode le parement aval au droit de la brèche et endommage le pied aval (lentement dans notre cas). Nous notons l'apparition d'un chenal d'érosion dans la digue, qui s'enfonce jusqu'à atteindre le fond dur, progressivement du pied vers la crête. Durant cette période, la largeur de la brèche évolue peu.

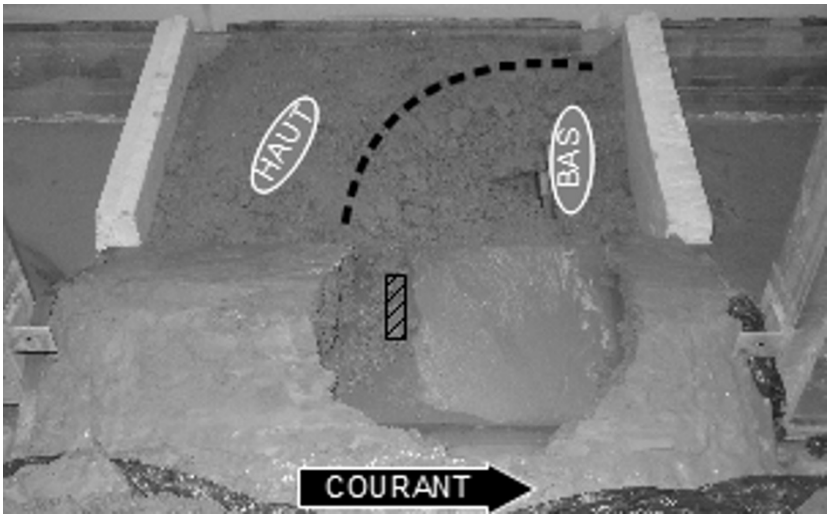


FIGURE 12 : ETAT DU SYSTEME DIGUE-ZONE PROTEGEE APRÈS L'ESSAI : À DROITE DES POINTILLES LA ZONE CREUSÉE (AVAL), ET À GAUCHE LA ZONE DE FORT DÉPÔT (AMONT). LA ZONE HACHURÉE MONTRE LA POSITION INITIALE DE LA SURVERSE.

La phase d'élargissement commence ensuite par l'endommagement rapide du bas de la paroi aval de la brèche. Ceci s'explique par la direction du débit sortant, orienté désormais dans le sens de l'écoulement. C'est durant cette période que la majorité des dépôts se fait, au droit de la paroi amont.

Enfin, la largeur de la brèche augmentant, le débit sortant est accru, et sa direction, de moins en moins influencée par le courant amont, tend vers la normale à la brèche. La paroi aval est donc moins sollicitée, et l'élargissement ralentit. C'est dans cette phase que la zone protégée a été la plus lessivée. La zone proche a été grandement modifiée et on note une asymétrie de la fosse d'érosion, dans le sens du courant amont.

L'enchaînement de ces différentes phases corresponds aux observations couramment faites sur des cas réels (fig.14) et expérimentaux [5] [6] [7] [8]. L'érosion en gradins (headcutting) très marquée et les formes successives des parois de la brèche au cours de l'élargissement montrent la forte influence de la cohésion du sol à l'échelle de notre modèle.

III. Exemples de simulations numériques

L'Irstea a mis à notre disposition le code de calcul hydraulique RUBAR20TS, qui résout les équations de St-Venant bidimensionnelles et leur couple une équation de convection-diffusion de la concentration en sédiments, ce qui permet d'estimer le transport solide [9]. Les paramètres d'entrée principaux sont le d_{50}, la contrainte critique d'érosion des sédiments et le coefficient d'érosion. Ce modèle ne permet pas de prendre en compte la cohésion ou la structure de la digue (plutôt du sol qui la compose). Sur les images suivantes, l'amont est à gauche.

Premièrement, nous nous sommes intéressés à la phase où la brèche est développée sur toute la hauteur de la digue, avant de s'être élargie (fig. 15-17). Dans un cas, la contrainte critique adimensionnelle (paramètre de Shields) vaut 0,047 et 0,2 dans l'autre. Le premier constat est que, sur un laps de temps de 10 minutes, la largeur de brèche n'évolue quasiment pas. Nous avons fixé le d_{50} à 100 µm. Le courant n'a aucun mal à charrier les grains et c'est le parement amont qui subit la plus forte dégradation lorsque τ_c vaut 0,047. L'endommagement de la digue est naturellement plus lent si τ_c vaut 0,2 mais cela ne modifie pas la forme de l'érosion. La modification de la zone protégée est très importante dans les deux cas (jusqu'à -15 cm en une heure pour τ_c = 0,047). Le débit de fuite dans la brèche est du même ordre que ceux que nous avons observés lors de l'expérience, mais l'élargissement de la brèche est peu perceptible. Nous imputons ceci au fait que, dans un calcul St Venant 2d, les parois sont soumises au seul frottement de l'eau alors que, dans notre essai, le jet sortant vient impacter avec force la paroi aval de la brèche, ce qui augmente la contrainte mécanique. Nous avons vu de plus que la dégradation de la maquette s'est faite par paliers plutôt que continûment, ceci pouvant s'expliquer par la cohésion, qui n'est pas directement prise en compte dans les modèles de transport. Le creusement de la fosse d'érosion dépend de τ_c et du coefficient d'érosion et il nous faudra trouver le jeu de paramètres qui correspond à nos expériences.



FIGURE 14 : PROJET IMPACT (2002) : PHASE DE HEADCUTTING PRECEDANT LA DEFAILLANCE DU PAREMENT COTE RIVIERE SUR UNE DIGUE DE 5M DE HAUT.

Dans un autre essai (fig. 18 et 19), nous avons laissé intacte la moitié de la digue côté amont, et découpé une brèche de 15 cm sur la partie aval (dans notre essai expérimental, le côté amont de la digue a été peu endommagé). Sur une période de 20 minutes, on remarque un léger élargissement de la brèche, bien que ce soit le corps de digue hors brèche qui subisse la plus forte érosion. Néanmoins, la fosse d'érosion induite par le débit de fuite est légèrement asymétrique (le jet sortant est orienté vers l'amont), ce qui rejoint nos observations bien que le phénomène soit moins marqué. Nous ne retrouvons pas la zone de fort dépôt car nous avons fixé une condition limite libre pour la partie protégée et les sédiments n'ont pas le temps de se déposer avant de sortir du domaine de calcul.

Ces simulations numériques ne permettent pas de reproduire l'ouverture d'une brèche telle que celle de nos expériences (sol cohésif). Cependant, la forme de l'écoulement dans la brèche est respectée et la réflexion du débit de fuite sur la paroi aval de la bèche (à droite sur les images) provoque une érosion asymétrique de la zone protégée.

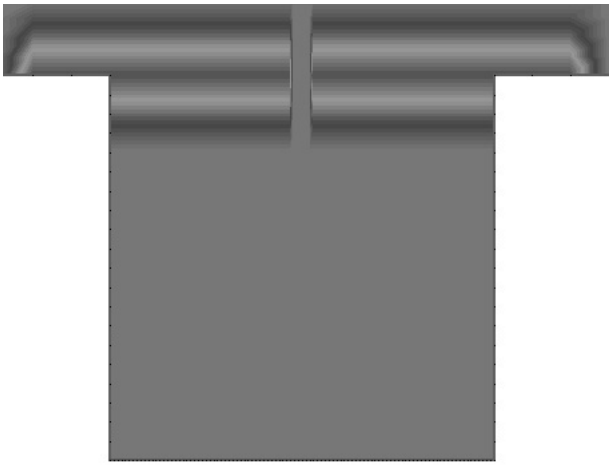


FIGURE. 15 : VUE DE LA BATHYMETRIE INITIALE. L'AMONT EST EN HAUT DE L'IMAGE, LA ZONE PROTÉGÉE EST EN BAS ET LE COURANT VIENT DE LA GAUCHE.

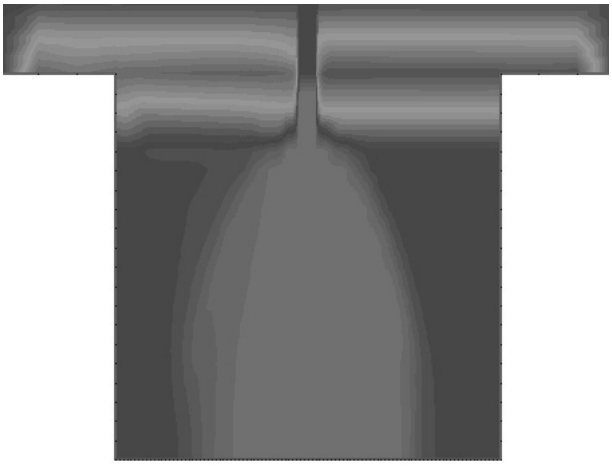


FIGURE 16 : BATHYMETRIE A T=1000 S, POUR T_C=0,047.

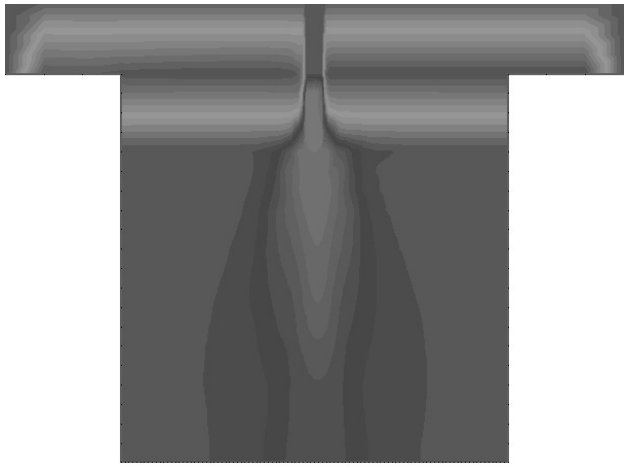


FIGURE 17 : BATHYMETRIE A T=1000 S, POUR T_C=0,2

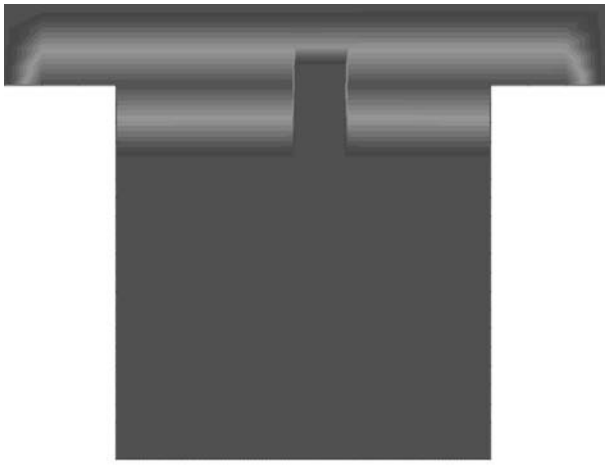


FIGURE 18 : BATHYMETRIE INITIALE DANS LE CAS D'UNE BRECHE 'LARGE'.

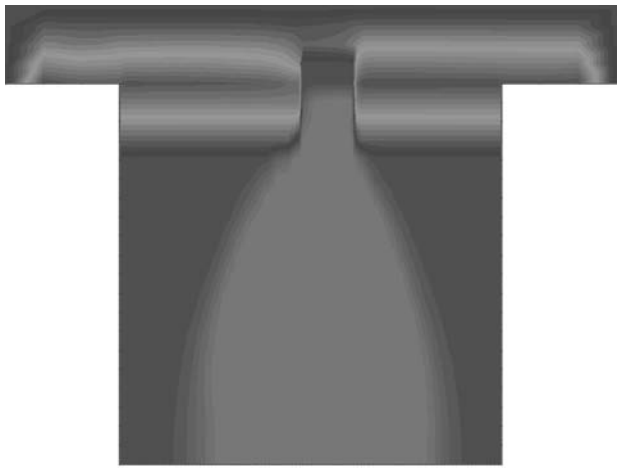


FIGURE 19 : FOSSE D'EROSION ASYMETRIQUE CREEE A L'AMONT DE LA BRECHE LARGE

IV. Conclusion

Dans cette communication, nous avons présenté un cadre possible de l'étude expérimentale des ruptures de digues par surverse. Nous avons insisté sur la caractérisation des matériaux, qui est aussi importante pour une expérience de laboratoire que pour l'estimation de la résistance d'une digue réelle. Nous avons ensuite réalisé un essai de rupture par surverse (localisée) sur une digue de 10 cm de haut, dans le canal HERODE. Le matériau utilisé, faute d'être tout à fait réaliste, a permis d'obtenir une structure suffisamment stable et étanche pour résister plusieurs heures à l'écoulement longitudinal durant le développement de la brèche.

Nous avons ainsi pu assister à plusieurs phénomènes complexes au cours de la rupture. D'abord la phase d'initiation, où le parement au droit de la brèche est dégradé, et où commence l'érosion régressive du pied aval vers la crête. Cette phase est très lente et représente près de la moitié de l'essai en durée.

On considère que le chenal d'érosion est formé lorsqu'on est remonté jusqu'à la crête, et que le fond inérodable est atteint. La largeur de la brèche a alors peu évolué depuis son initiation, lorsque nous avons découpé un créneau (environ 25 mm). C'est ici que commence l'élargissement, le débit sortant venant frapper le bas de la paroi aval. La dynamique s'accélère et la digue s'érode par morceaux, principalement sur la paroi aval. C'est à cette période qu'est apparu un important dépôt au droit de la paroi amont de la brèche, qui correspond à la direction du débit sortant au droit de la brèche durant cette phase.

Enfin, la brèche s'élargissant, le jet sortant est de moins en moins orienté dans le sens du courant. La paroi aval est ainsi moins sollicitée et le débit va plutôt éroder la zone proche. L'érosion de cette dernière est asymétrique, dans le sens du courant, et il est intéressant de noter que la paroi amont de la brèche, peu soumise au jet sortant durant la seconde phase, a peu évolué, contrairement à la paroi aval.

En parallèle, l'utilisation de RUBAR nous permet de nous familiariser avec les simulations hydrauliques. L'élargissement de la brèche semble très lent en comparaison de notre essai et ce, sans cohésion. Par contre, l'orientation du débit sortant et la modification de la zone protégée semblent réalistes (asymétrie). Nous aimerions à terme proposer des paramètres d'érosion réalistes à utiliser dans les équations de calcul du transport solide.

Remerciements

De nombreuses personnes nous ont aidés à réaliser le travail décrit plus haut. Nous remercions sincèrement l'équipe du laboratoire de mécanique des sols de l'Irstea d'Aix-en-Provence.

M. André Paquier nous a également épaulés et nous a permis de saisir rapidement les bases de l'utilisation de RUBAR20TS.

Un grand merci enfin à MM. Roy et Portal, les mécaniciens de l'IRPHE, qui n'ont pas compté leurs efforts pour nous venir en aide.

Ce travail est soutenu par la région PACA et par le projet Levees (2010-2013) du RGCU (programme C2D2).

Références

[1] Fauchard C. et Mériaux P. (2004). *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dykes*, ed. QUAE.

[2] Pham T. L. (PhD thesis, 2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide*, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

[3] Regazzoni P-L. (PhD Thesis, 2009). *Confrontation et analyse d'érodimètreset caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface*, GeM – UMR CNRS 6183.

[4] Degoutte G.. *Aide-mémoire d'hydraulique à surface libre*.

[5] Lovoll A., Vaskinn A. (2004). *Physical modelling of Breach Formation*.

[6] Zhu Y. (Phd Thesis, 2006). *Breach growth in clay dykes,* Delft University.

[7] Morris M. (2009). *Breaching processes, a state of the art review,* Floodsite project.

[8] Morris M. (2011). *Modelling breach initiation and growth,* Floodsite project.

[9] Paquier A. (2011). *Notice d'emploi du logiciel RUBAR20.*

Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion

Instabilité et rupture des sols érodés par suffusion

P.-Y. Hicher[1]

[1] Institut de recherche en génie civil et mécanique UMR CNRS-Ecole Centrale de Nantes-Université de Nantes, 44321 Nantes, pierre-yves.hicher@ec-nantes.fr

Résumé

L'objet de cette étude est d'améliorer notre compréhension du comportement mécanique des ouvrages hydrauliques soumis à une érosion interne. L'approche s'appuie sur une technique d'homogénéisation permettant d'obtenir la relation contrainte – déformation d'un assemblage granulaire à partir des forces et déplacements des grains au contact. Le comportement local est donné par une loi de Hertz-Mindlin pour la partie élastique et une loi de Mohr-Coulomb pour la partie plastique. La résistance au glissement sur chaque plan de contact dépend de l'indice des vides de l'assemblage. L'érosion est modélisée par une diminution progressive de la fraction solide, ce qui induit une perte de résistance à l'échelle des contacts inter-granulaires, entraînant une déformation de l'échantillon de sol. La conséquence est une diminution progressive de la densité du sol qui peut se retrouver dans un état dit instable. Une perturbation interne ou externe peut alors provoquer une rupture brutale de la masse de sol. Des simulations numériques ont été réalisées pour illustrer ce phénomène. Les résultats numériques obtenus montrent que dans certaines conditions, fonction du degré d'érosion et des états de contrainte dans le sol, des ruptures diffuses peuvent se développer entraînant la ruine de l'ouvrage.

Abstract

The purpose of this study is to ameliorate the understanding of the mechanical behaviour of soils subjected to internal erosion in hydraulic works. The approach is based on a homogenization technique for deriving the stress-strain relationship of a granular assembly from forces and displacements at the particle level. The soil's local behaviour is assumed to follow a Hertz-Mindlin's elastic law and a Mohr-Coulomb's plastic law. Sliding resistance on each plane is made to depend on the actual void ratio of the granular assembly. The erosion is modelled by a progressive removal of the solid fraction, which provokes a decrease of the sliding resistance of each inter-particle contact, leading to macroscopic deformations of the soil specimen. At elevated stress levels, large deformations can develop and lead to soil failure. Numerical simulations also demonstrate that a type of failure called diffuse failure can occur in eroded soil masses whenever an increase in pore pressure is generated within the soil or when sudden loading such as shocks or seismic loads are applied on the structure.

Introduction

Cette étude porte sur l'analyse de l'impact de la suffusion sur le comportement mécanique des sols. Le phénomène de suffusion a été largement étudié, essentiellement de façon à définir des critères d'érodabilité (voir par exemple [1] - [6]). Plusieurs études se sont également penchées sur le processus d'érosion lui-même (voir par exemple [7] – [9]). Peu d'études ont porté sur les conséquences possibles de la suffusion sur les caractéristiques mécaniques des sols ([10], [11]). Notre objectif est donc d'essayer d'améliorer notre compréhension de cet impact à l'aide d'une approche de modélisation numérique dans laquelle le processus d'érosion est simplifié et consiste à retirer progressivement une partie des grains constituant le matériau granulaire. Il n'y a pas d'introduction de couplage eau – solide. Pour cela nous nous appuyons sur une modélisation multi-échelle du comportement des matériaux granulaires basée sur un processus d'homogénéisation permettant d'obtenir la loi de comportement macroscopique du matériau à partir d'une loi de contact inter-granulaire. Les matériaux considérés sont des matériaux pulvérulents sans cohésion entre les grains.

Le modèle micro-structural

L'idée de base développé dans le modèle de Chang et Hicher [12] est de considérer le milieu granulaire comme un ensemble de N plans tangents aux points de contact entre particules et en interaction les uns avec les autres. Il s'agit alors de décrire la loi de contact le long de ces plans et de développer des opérateurs d'homogénéisation permettant d'intégrer l'ensemble de ces contacts à l'échelle du milieu continu. La relation contrainte - déformation à l'échelle de

l'assemblage peut être déterminée par intégration des relations locales à l'échelle du contact inter-granulaire. Cette intégration requiert la donnée d'une relation liant les variables micro et macro.

L'incrément de contrainte $\dot{\sigma}_{ij}$ peut être obtenu à partir des forces de contact s'exerçant dans toutes les directions

$$\dot{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V}\sum_{\alpha=1}^{N} \dot{f}_j^{\alpha} l_i^{\alpha} \qquad (1)$$

Utilisant le principe d'équilibre, la force moyenne sur chaque plan de contact α s'écrit:

$$\dot{f}_j^{\alpha} = \dot{\sigma}_{ij} A_{ik}^{-1} l_k^{\alpha} V \qquad (2)$$

Le tenseur de texture apparaissant dans l'équation 2 est défini par :

$$A_{ik} = \sum_{\alpha=1}^{N} l_i^{\alpha} l_k^{\alpha} \qquad (3)$$

On utilise les hypothèses statiques qui nous permettent de relier la déformation à l'échelle de l'assemblage aux déplacements locaux :

$$\dot{u}_{j,i} = A_{ik}^{-1} \sum_{\alpha=1}^{N} \dot{\delta}_j^{\alpha} l_k^{\alpha} \qquad (4)$$

où $\dot{\delta}_j$ est le déplacement relatif de deux grains voisins et l_k est le vecteur branche joignant le centre des deux grains.

La loi de comportement locale reliant force et déplacement sur chaque plan de contact est une loi élastoplastique. La partie élastique non linéaire est de type Herz-Mindlin et la partie plastique est un modèle de Mohr-Coulomb écrouissable. L'angle de frottement inter-granulaire ϕ_μ est une constante matérielle pour un matériau granulaire donné. Cependant l'angle de frottement mobilisable à chaque contact, ϕ_p, dépend de la densité de particules voisines que l'on suppose égale à chaque point de contact à la densité globale de l'assemblage :

$$\tan\phi_p = \left(\frac{e_c}{e}\right)^m \tan\phi_\mu \qquad (5)$$

où *m* est une constante matérielle [13].

Pour des assemblages denses ϕ_p est plus grand que ϕ_μ. Pour un matériau dilatant, la densité de l'assemblage décroît et donc produit une diminution du frottement local, ce qui se traduit par un comportement radoucissant du milieu continu équivalent.

Le comportement contractant-dilatant n'est pas associé à l'indice des vides absolu de l'assemblage *e* mais à son indice des vides relatif par rapport à l'indice des vides en plasticité parfaite e_c, fonction de la contrainte moyenne *p'*. La relation s'écrit classiquement :

$$e_c = e_{ref} - \lambda \log\left(\frac{p'}{p_{ref}}\right) \qquad (6)$$

λ est une constante matérielle et (e_{ref}, p_{ref}) est un point particulier de la ligne de plasticité parfaite.

Avec l'expression de la loi locale telle qu'exprimée plus haut, la relation de comportement incrémentale peut s'écrire à l'échelle locale comme la contribution des deux parties, élastique et plastique:

$$\dot{f}_i^{\alpha} = k_{ij}^{\alpha p} \dot{\delta}_j^{\alpha} \qquad (7)$$

sur chaque plan de contact α.

Modéliser l'extraction d'une fraction de la phase solide

Quel peut être l'impact de l'extraction d'une fraction de la phase solide sur le comportement d'un matériau granulaire ? En s'appuyant sur l'expression du modèle d'homogénéisation présenté plus haut, deux influences majeures apparaissent. D'une part le nombre de contacts interparticulaires *N* sera réduit, ce qui entraîne une diminution du nombre de contacts normalisé par unité de volume Nl^3/V. Cette diminution va concentrer les forces de contact sur les contacts restants et de ce fait va provoquer des réarrangements locaux. En intégrant ces micro-déplacements sur l'ensemble du volume élémentaire, on obtient des déformations additionnelles au sein du matériau. La seconde conséquence est liée à l'expression de l'influence de la densité de l'assemblage sur l'angle de frottement mobilisable (équation 5) que l'on peut relier à un effet d'enchevêtrement des grains. L'enlèvement d'une fraction solide va relâcher une partie de l'effet d'enchevêtrement et faciliter le glissement relatif des grains. Cela se traduira également par une déformation additionnelle de l'assemblage granulaire. Le modèle dans sa formulation actuelle ne peut pas prendre en compte la répartition granulométrique du matériau. Seule la taille moyenne des particules est introduite. Il n'est donc pas possible de reproduire exactement le processus de suffusion qui concerne la partie la plus fine de la granulométrie. Nous allons simplement prendre en compte l'enlèvement d'une partie de la fraction solide définie par la fraction érodée *fe* [14]

$$fe = Wf/Ws_0 \qquad (8)$$

où *Wf* est le poids de la fraction érodée et Ws_0 est le poids total initial de la phase solide par unité de volume.

Si on peut faire l'hypothèse que la densité des grains est la même quelle que soit leur taille, l'équation précédente peut être écrite en termes de volume spécifique

$$fe = Vf/Vs_0 \quad (9)$$

où Vf est le volume érodé et Vs_0 est le volume initial de la fraction solide par unité de volume du sol. Combinant les deux équations précédentes on obtient

$$fe = 1 - Vs/Vs_0 \quad (10)$$

où Vs est le volume solide après extraction de la fraction érodée.
En l'absence de déformation pendant l'extraction de particules, le volume total reste constant et le volume occupé par les particules extraites est remplacé par un même volume de vides., ce qui permet d'écrire

$$\Delta e = e - e_0 = (1/Vs - 1/Vs_0) \quad (11)$$

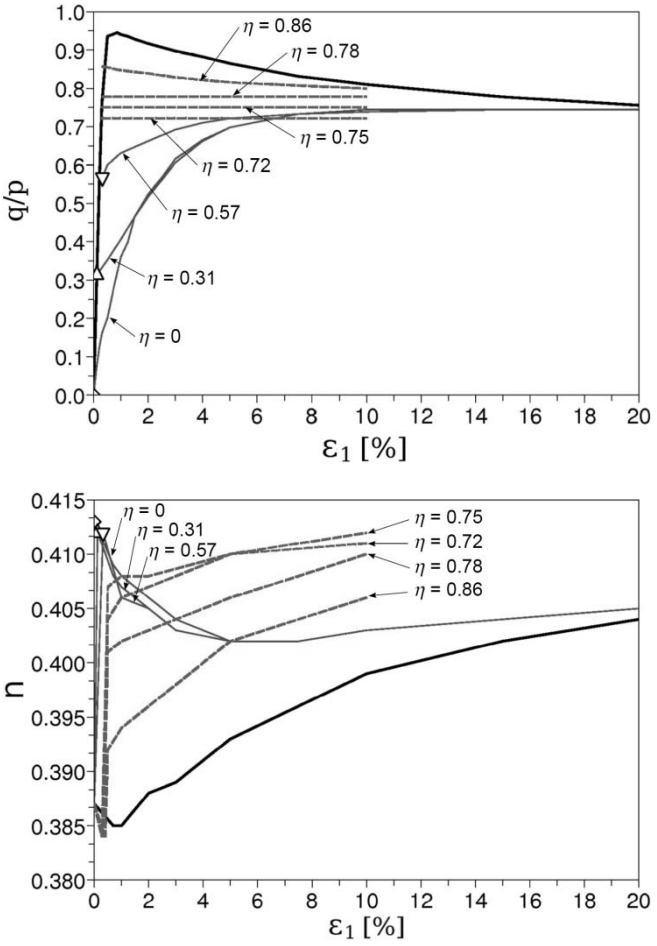
En combinant les deux équations précédentes, on obtient

$$(\Delta e)_{er} = \frac{fe(1+e_0)}{1-fe} \quad (12)$$

où e_0 est l'indice des vides initial et $(\Delta e)_{er}$ est le changement d'indice des vides correspondant au processus d'extraction.
Quand la fraction érodée fe augmente progressivement, elle provoque un accroissement de l'indice des vides. Ceci se traduit par une diminution de l'indice des vides mobilisable à chaque contact, ce qui peut entraîner des glissements locaux dans des plans de contact fortement sollicités par les efforts externes appliqués. Ces glissements locaux sont intégrés pour obtenir une déformation macroscopique à l'échelle du volume élémentaire. Cette déformation peut se traduire également par une variation de volume et donc une variation d'indice des vides qui est ajoutée à celle due à l'extraction d'une fraction solide.

$$(\Delta e)_{total} = (\Delta e)_{er} + \varepsilon v(1+e) \quad (13)$$

L'indice des vides est calculé à la fin de chaque incrément consistant tout d'abord à imposer un changement d'indice des vides correspondant à une augmentation incrémentale de la fraction érodée fe, puis à calculer les déformations induites et l'ajout de la variation d'indice des vides qui leur est associée.
La variation d'indice des vides à la fin de chaque incrément peut être plus grande ou plus petite que celle due à la seule extraction solide en fonction du signe de la variation de volume due aux déformations induites (contractance ou dilatance du matériau). Une contractance durant le processus d'extraction contribuera à ralentir son impact sur le matériau, contrairement à une dilatance qui accélèrera l'impact du processus.



Les lignes pleines fines correspondent au cas où l'extraction solide conduit à des états stables pour des fractions érodées inférieures à 5%, alors que les lignes pointillées correspondent aux cas de rupture pendant l'extraction

FIGURE 1 : SIMULATIONS DE L'ÉROSION INTERNE PAR LE MODÈLE MICROSTRUCTURAL

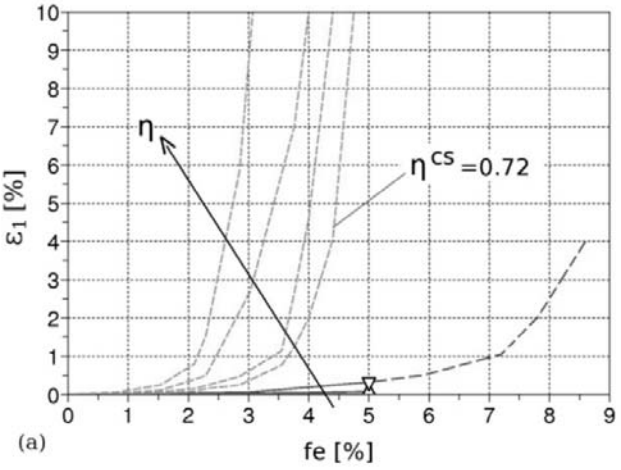


FIGURE 2 : EVOLUTION DE LA DEFORMATION AVEC LA FRACTION ÉRODÉE

Comportement mécanique du matériau érodé sous chargement triaxial

Plusieurs essais numériques ont été réalisés sur des matériaux granulaires de différentes granulométries et différentes densités relatives initiales [14], [15]. Les échantillons intacts sont tout d'abord soumis à un chargement triaxial jusqu'à une valeur fixée du déviateur de contrainte. Ils sont ensuite soumis au processus d'extraction, l'état de contrainte étant maintenu constant. Les figures 1 et 2 présentent des exemples de résultats sur un matériau granulaire dense. On peut voir que l'amplitude des déformations générées par l'érosion est plus importante quand le niveau de contrainte déviatoire est plus élevé. A faible taux de contrainte, l'amplitude de déformation demeure inférieure à 1% pour des fractions érodées pouvant devenir supérieures à 10%. On peut alors en conclure à la stabilité de l'ouvrage pendant l'érosion. Pour des taux de contrainte intermédiaires, les déformations augmentent régulièrement mais restent également limitées tant que la fraction érodée demeure inférieure à 5%. Pour des taux de contrainte élevés, les déformations se développent rapidement et conduisent à la rupture du matériau. Dans ces conditions l'ouvrage, ou une partie de l'ouvrage, présentera de forts dommages pouvant conduire à sa rupture globale. Le taux de contrainte $\eta = q/p'$ limite au-dessus duquel la rupture par érosion interne peut se produire correspond pour nos simulations au taux de contrainte η^{cs} à la plasticité parfaite.

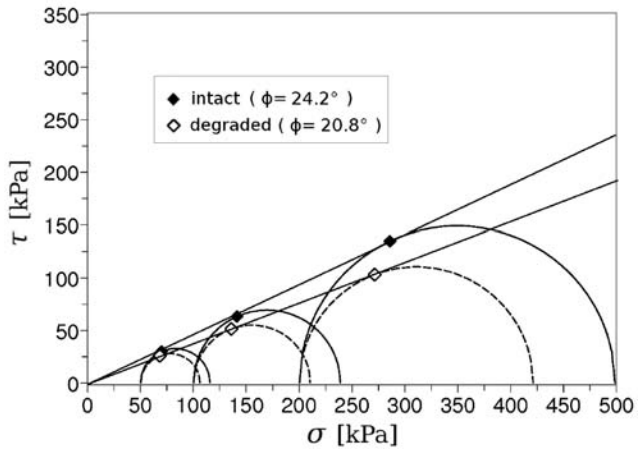


FIGURE 3 : ENVELOPPES DE MOHR-COULOMB POUR LE MATERIAU INTACT ET ERODE

Comme on peut le voir sur la figure 1, l'extraction d'une partie solide se traduit par un accroissement net de l'indice des vides ou de la porosité. En conséquence le comportement mécanique du matériau érodé évolue d'un comportement de sable dense dilatant à un comportement de sable moins dense pouvant devenir contractant. La résistance mécanique décroît en conséquence, comme le montre la figure 3 où dans l'exemple étudié l'angle de frottement au pic diminue de 24° pour le matériau intact à 21° pour le matériau érodé.
Une autre conséquence de cette diminution de densité peut être la naissance d'états instables au sein du matériau pour certains chemins particuliers de sollicitation ainsi que l'on va l'illustrer dans le paragraphe suivant.

Instabilités et ruptures diffuses dans les matériaux érodés

Un aspect important du comportement des sols en relation avec la sécurité des ouvrages est la condition de stabilité. Cette dernière peut être divisée en deux catégories : la stabilité matérielle, également appelée stabilité intrinsèque, et la stabilité géométrique. La localisation des déformations en bandes de cisaillement est un exemple d'instabilité qui peut être étudiée en tant qu'instabilité matérielle, mais peut être aussi liée à un problème aux limites pour lequel l'hétérogénéité du sol et les champs de contrainte et de déformation non-homogènes liés aux conditions aux limites jouent un rôle majeur. Un autre mode d'instabilité a fait l'objet d'investigations plus récentes : la rupture diffuse associée à la condition d'annulation du travail du second ordre [16]. Un matériau sera matériellement stable si le travail du second ordre demeure positif

$$d^2W = d\sigma_{ij}\, d\varepsilon_{ij} > 0 \qquad (14)$$

Les travaux de Darve et ses co-auteurs [17] – [19] et de Nova [20] ont apporté une contribution majeure à la compréhension de ce mode de rupture. Nous allons appliquer cette analyse au cas d'une masse de sol soumise à une érosion interne à partir de deux exemples de sollicitation : le cas d'un accroissement de pression interstitielle associée à la montée du niveau des eaux au sein d'un ouvrage et le cas d'un ouvrage soumis à une sollicitation externe rapide (choc, séisme) permettant de faire l'hypothèse d'un chargement non drainé.

Essais triaxiaux à *q*-constant
Ce type de chargement consiste à simuler une montée progressive de la pression interstitielle au sein d'une masse de sol. L'état de contrainte total étant maintenu constant (charges externes constantes), la sollicitation consiste alors à diminuer progressivement la contrainte moyenne effective p' en gardant constante la contrainte déviatoire q. Dans le cas d'un chargement axisymétrique ($\sigma'_2 = \sigma'_3$), le travail du second ordre s'écrit :

$$d^2W = dq\, d\boldsymbol{\varepsilon}_d + dp'\, d\boldsymbol{\varepsilon}_v \qquad (15)$$

Dans le cas d'essais à déviateur q constant, le travail du second ordre se réduit à $d^2W = dp'\, d\boldsymbol{\varepsilon}_v$. La condition d'annulation du travail du second ordre correspond donc au changement de signe de la déformation volumique puisque la contrainte moyenne p' diminue de façon monotone.

La figure 4 présente des exemples de simulations numériques d'essais à *q*-constant réalisé sur un échantillon dense. On constate que l'échantillon dense demeure stable jusqu'à un taux de contrainte *q/p'* correspondant à la limite de plasticité pour ce matériau. Les variations de volume évoluent de façon monotone, le matériau présentant un caractère continument dilatant, le travail du second ordre est donc dans ce cas toujours positif. La rupture se produit de façon classique lorsque la résistance maximale de l'échantillon est atteinte

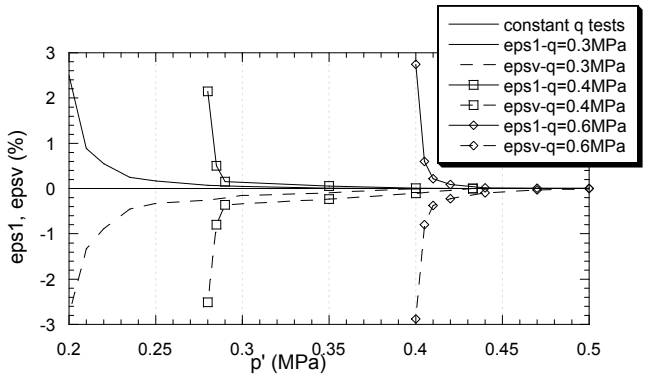
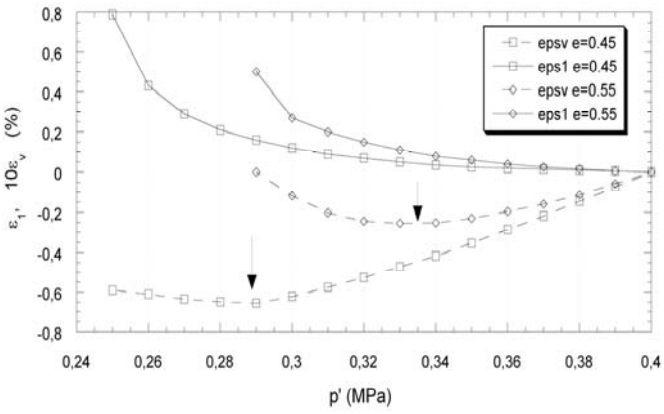


FIGURE 4 : EVOLUTION DES DEFORMATIONS LORS D'ESSAIS A q- CONSTANT SUR ECHANTILLONS DENSES



(essai à q = 300 kPa. Les flèches indiquent le point de changement de signe de la déformation volumique qui correspond à l'annulation du travail du second ordre)

FIGURE 5 : EVOLUTION DES DEFORMATIONS VOLUMIQUES LORS D'ESSAIS A q- CONSTANT DUR ECHANTILLONS ERODES

La figure 5 présente des résultats du même type d'essai réalisé sur des échantillons érodés, se traduisant par une densité initiale plus faible. On constate que contrairement au cas précédent, la déformation volumique n'évolue pas de façon monotone : les échantillons sont d'abord dilatants puis deviennent contractants lorsque le rapport de contrainte *q/p'* atteint une valeur donnée. Celle-ci est d'autant plus faible que le matériau est initialement peu dense, donc a subi une érosion plus intense. Le travail du second ordre, initialement positif, s'annule au passage du changement de signe de la déformation volumique, puis devient négatif. Le matériau entre dans un domaine instable pour ce type de sollicitation, les déformations axiales se mettent à croître de façon importante, conduisant à la rupture du matériau pour un état de contrainte inférieur à la limite de plasticité du matériau.

Essais non drainés

Le deuxième exemple de sollicitation concerne un chargement triaxial non drainé, représentatif d'un chargement externe rapide sur l'ouvrage. Dans ces conditions le travail du second ordre se réduit à l'expression $d^2W = dq\ d\boldsymbol{\varepsilon}_d$ puisque la déformation volumique est nulle.

La figure 6 reproduit les résultats de simulations numériques sur un matériau moyennement dense (I_D = 0.6) soumis à un chargement triaxial non drainé à partir de différents états de contrainte. On constate que quel que soit l'état de chargement initial, le matériau apparaît inconditionnellement stable, le déviateur de contrainte *q* augmente continument tout au long de l'essai, ce qui se traduit par un travail du second ordre positif tout au long du chargement.

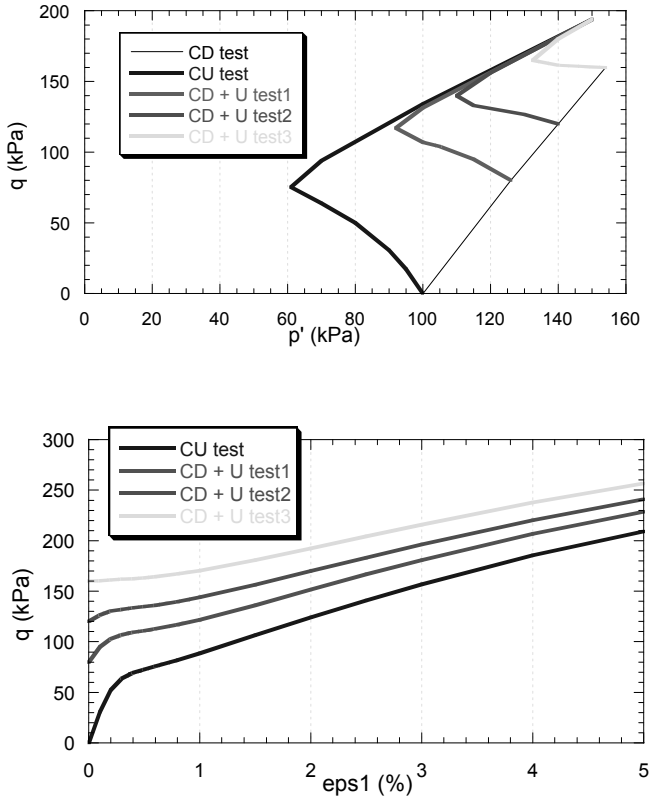


FIGURE 6 : ESSAIS NON DRAINES SUR ECHANTILLONS DENSES

La figure 7 présente les résultats obtenus sur des échantillons érodés dont la densité initiale correspond à un indice de densité I_D = 0.2. On constate que dans ces conditions, le déviateur de contrainte passe par un maximum avant de décroître, et ce quel que soit l'état de contrainte initial. Le travail du second ordre s'annule au pic de contrainte puis devient négatif lors de la décroissance de q, avant éventuellement de retrouver un signe positif en fin d'essai. Il existe donc un domaine d'instabilité à l'intérieur duquel le matériau soumis à un chargement non drainé peut être conduit à une rupture brutale, de type liquéfaction.

Sur la figure 6 on peut constater que pour chaque essai le pic du déviateur de contrainte est obtenu pour le même rapport de contrainte q/p'. Ce résultat a également été mis en évidence expérimentalement en particulier par Lade [21] qui a définit ce qu'il a appelé la ligne d'instabilité (droite issue de l'origine passant par les pics de résistance dans le plan p'-q ; cf. fig 7 haut). Il a été démontré que les essais non drainés et les essais à q-constant conduisaient pour un même matériau à une densité donnée à la même ligne d'instabilité [22]. Le domaine d'instabilité pour ces deux types d'essai est donc le même. La pente de la ligne d'instabilité dans le plan p',q augmente avec l'indice de densité du matériau comme le montre la figure 8. Un matériau donné sera donc d'autant plus instable que son degré d'érosion est élevé.

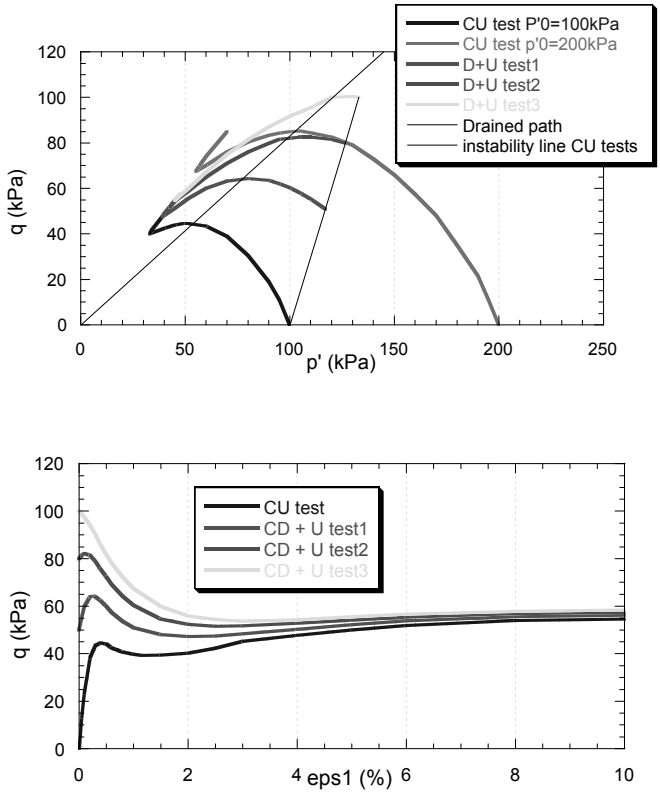


FIGURE 7 : ESSAIS NON DRAINES SUR ECHANTILLONS ERODES

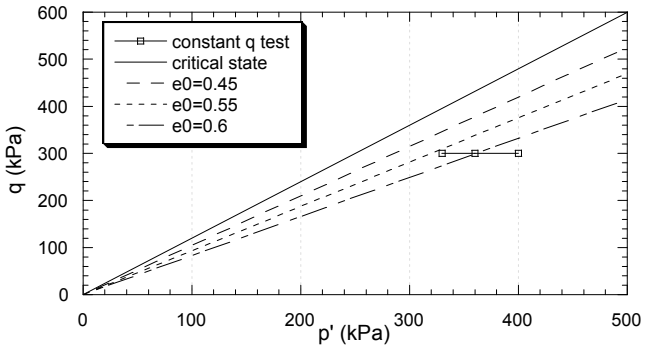


FIGURE 8 : LIGNES D'INSTABILITE FONCTION DE LA DENSITE DU MATERIAU

Conclusion

Une série de simulations numériques a montré l'impact d'une érosion de suffusion sur le comportement mécanique d'un matériau granulaire. Pendant l'érosion elle-même, le matériau peut développer des déformations qui peuvent devenir significatives si l'état de contrainte auquel il est soumis est important. Pour des taux de contrainte mobilisés plus faibles, la déformation reste limitée mais l'érosion se traduit par un accroissement de son indice des vides et donc une diminution de sa densité. Soumis à des changements de son état de contrainte effective soit par des modifications de pression interstitielle en son sein, soit des chargements externes (séismes, crues…), le matériau érodé peut se retrouver dans un état instable pouvant le conduire à une rupture brutale sous l'effet d'une perturbation interne ou externe de son état de contrainte.

Remerciements

L'auteur remercie le soutien financier apporté à cette étude par le PN ERINOH et le projet LEVEES (2010-2013) du RGCU (Programme C2D2).

Références

.Kenney, T.C. and Lau, D. (1985) "Internal stability of granular filters", *Canadian Geotechnical Journal*; 22(2):215–225

[1] Lafleur, J., Mlynarek, J. and Rollin, A.L. (1989) "Filtration of broadly graded cohesionless soils", *J. Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, n°12:1747-1768.

[2] Chappuis, R.P., Constant, A., and Baass, K.A. (1996) "Migration of fines in 0-20mm crushed base during placement, compaction and seepage under laboratory condition", *Canadian Geotechnical Journal*; 33:569–577.

[3] Foster, M.A. and Fell, R. (2001) "Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria", *J. Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, n°5:398-407.

[4] Wan, C.F. and Fell, R. (2004) "Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations", *UNICIV Report n° R-429*, oct. 2004, School of Civil and Environmental Engineering, Univ. New South Wales, Sydney, Australia.

[5] Bendahmane, F, Marot, D., Alexis, A. (2008) "Experimental parametric study of suffusion and backward erosion", *J. Geotechnical and Environmental Engineering*, ASCE, Vol. 134, n°1.

[6] Vardoulakis, I, Stavropoulou, M. and Papanastasiou, P. (1996) "Hydromechanical aspects of the sand production system." *Transport in porous media*, vol. 22:225-244.

[7] Vardoulakis, I. (2004) "Fluidisation in artesian flow conditions: hydromechanically unstable granular media." *Géotechnique*, vol. 54:165-177.

[8] Cividini, A. and Gioda, G. (2004) "Finite element approach to the erosion and transport of fine particles in granular soils." *Int. J. Geomechanics*, vol. 4:191-198.

[9] Muir Wood, D., Maeda, K., Nukudani, E. (2010) "Modelling mechanical consequences of erosion", *Géotechnique* 60, No 6, 447-457.

[10] Chang, D.S., Zhang, L.M., (2011) A Stress-controlled Erosion Apparatus for Studying Internal Erosion in Soils. *Geotech. Test. J.* 34(6), 1945-7545.

[11] Chang, C. S. and Hicher, P.-Y. (2005) "An elastoplastic model for granular materials with microstructural consideration", *Int. J. of Solids and Structures,* Vol. 42, No.14, pp. 4258-4277.

[12] Biarez J. and Hicher, P-Y. (1994) Elementary Mechanics of Soil Behaviour, Balkema, p. 208.

[13] Hicher P.-Y. (2012) Modelling the impact of particles removal on granular material behaviour, Geotechnique [http://dx.doi.org/10.1680/geot.11.P.020]

[14] Scholtes, L, Hicher, P.-Y., Sibille, L. (2010) "Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials", CRAS Mécanique, vol. 338, N° 10.

[15] Hill, R. (1958) "A general theory of uniqueness and stability in elasto-plastic solids", *J. Mechanics and Physics of Solids*, , 6: 236-249.

[16] Darve F, Roguiez X. (1998) "Homogeneous bifurcation in soils" *In Localization and Bifurcation Theory for Soils and Rocks, Adachi et al. (eds). Balkema: Rotterdam*; 43–50.

[17] Darve F, Servant G, Laouafa F, Khoa HDV. (2004) "Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses". *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*; 193(27–29):3057–3085.

[18] Darve F., Sibille L., Daouadji A., and Nicot F. (2007) "Bifurcation in Granular media: macro- and micro-mechanics approaches", *Comptes Rendus Academie des Sciences*

[19] Nova R, (1994) "Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programs", *J. Mechanical Behaviour of Materials*, 5(2): 193-201.

[20] Lade, P.V. (2002) "Instability, shear banding, and failure in granular materials". *International Journal of Solids and Structures,*; 39(13–14):3337–3357.

[21] C. Chang , P.Y. Hicher, A. Daouadji "Investigating instability in granular materials by means of a microstructural model", *Eur. J. of Environmental and Civil Engn.*, Vol. 13, n°2, 2009, pp. 167-186.

Une description générale de la rupture dans les sols et son implication dans la stabilité des ouvrages hydrauliques

A general description of the failure of soils and its role in the stability of hydraulic structures

L. Sibille[1], N. Hadda[2], F. Nicot[2], F. Darve[3]

[1] Institut GeM, L'Université Nantes Angers Le Mans (LUNAM) – CNRS, Nantes/St-Nazaire, Luc.Sibille@univ-nantes.fr

[2] IRSTEA Grenoble, Nejib.Hadda@irstea.fr, Francois.Nicot@irstea.fr

[3]Laboratoire 3S-R, UJF – INPG – CNRS, Grenoble, Felix.Darve@grenoble-inp.fr

Résumé

La rupture des sols est classiquement décrite par le critère de Mohr-Coulomb correspondant à la condition limite de plasticité. Toutefois, les matériaux tels que les sols (présentant une règle d'écoulement non associée) peuvent être sujets à des modes de rupture pour des états de contrainte situés strictement à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Cela signifie que la vérification de la stabilité d'un ouvrage en sol s'appuyant uniquement sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (soit sur la plastification du sol) ne permet pas, en général, de se prévenir de l'ensemble des modes de rupture pouvant se développer au sein du matériau constitutif. Dans cette communication, nous présentons un cadre unique permettant à la fois la description de la rupture plastique (survenant sur le critère de Mohr-Coulomb), et des ruptures se développant à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. Nous indiquons comment détecter à l'aide du travail du second ordre les états de contrainte à partir desquels les ruptures sont susceptibles de se développer et nous donnons les conditions nécessaires et suffisantes (portant à la fois sur la direction de chargement et sur le mode de contrôle du volume de sol considéré) au développement effectif de ces ruptures. Enfin, l'implication de cette description généralisée de la rupture sur l'analyse de la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est abordée. L'ensemble de la discussion s'appuie sur des résultats d'essais de laboratoire et de simulations numériques.

Abstract

Failure in soils is classically described by the Mohr-Coulomb criterion representing the plastic limit condition. Nevertheless, for materials such as soils (characterized by a non-associated flow rule), failure modes can occur from stress states strictly located within the Mohr-Coulomb criterion. From an engineering point of view, this means that the analysis of stability of a soil structure based uniquely on a Mohr-Coulomb-type failure criterion (i.e. on the soil plastification) is generally not sufficient to prevent all the failure modes possibly developing in the constitutive material. In this paper, we present a unique framework describing both kinds of failure: the plastic one (occurring on the Mohr-Coulomb criterion) and those developing inside the Mohr-Coulomb criterion. We explain how stress states, from which failure may develop, can be detected with the second-order work ; and we give the sufficient and necessary conditions (related to the loading direction and the mode of control of the considered soil volume) for the effective development of failure. Finally, implications of this generalized description of failure to the stability of hydraulic soil structures are addressed. All along the paper, discussions are supported with results from laboratory tests and numerical simulations.

Introduction

Afin d'étudier la stabilité d'ouvrages en sol (remblais, digues, pentes naturelles, …), l'ingénieur se base sur un critère de rupture propre au matériau étudié. En mécanique des sols, le critère de rupture de Mohr-Coulomb est très largement utilisé. Une analyse de stabilité d'un ouvrage basée sur ce critère devrait permettre de s'affranchir de tous risques de ruine. Toutefois, certaines ruines d'ouvrages ne peuvent pas être décrites sur la base du critère de Mohr-Coulomb. Les glissements de terrain sous faible pente constituent une illustration concrète de cette problématique. Par exemple, Eckersley [4] a observé sur des pentes des glissements de terrain en conditions drainées pour des angles de frottement mobilisés de 24° à 27°, alors que l'angle de frottement du critère de Mohr-Coulomb est de 40°. Dans ce papier, nous présentons une généralisation de la notion classique de rupture en mécanique des sols qui permet de décrire et d'anticiper de tels cas de ruine. Dans la première partie on rappelle la définition classique de la rupture généralement utilisée en ingénierie. Cette notion est ensuite généralisée dans la seconde partie. On présente en

particulier un nouveau critère et une nouvelle approche pour décrire et prévoir la rupture. Enfin dans une dernière partie, sur la base de cette approche, la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre est discutée pour certains types de sollicitations, mais aussi dans le cas d'une éventuelle érosion interne diffuse (suffusion).

Les états limites de contrainte et la rupture plastique

Lors d'essais de chargement mécanique sur des sols, on observe que certains états de contrainte ne peuvent pas être dépassés. Cela est constaté par exemple lors d'essais de compression triaxiale consolidés et drainés. La réponse typique à un tel essai en termes de contrainte axiale est représentée avec la courbe grise sur la Figure 1a. La contrainte axiale atteint une valeur limite (maximum) qui ne peut pas être dépassée. Cette valeur limite de contrainte axiale est associée à une contrainte de cisaillement τ maximum que l'on peut représenter dans le plan de Mohr en fonction de la contrainte normale σ'_n appliquée sur le plan de cisaillement.

Pour différentes valeurs de contrainte de confinement (de contrainte radiale) on obtiendra différentes valeurs de contrainte axiale limite, chacune associée à un état de contrainte (τ, σ'_n) dans le plan de Mohr. Ces états de contrainte se regroupent suivant une courbe dite intrinsèque qui est assez bien représentée par une droite appelée le critère de rupture de Mohr-Coulomb (voir la Figure 3). Les états de contrainte situés au-delà du critère de Mohr-Coulomb sont inaccessibles car le sol entre en rupture lorsque son état de contrainte rencontre ce dernier ; ou autrement dit, lorsque son état de contrainte atteint un état limite de contrainte.

On parle d'états limites de contrainte, car la rupture se développe effectivement pour ces états seulement si le chargement appliqué au sol est défini uniquement à partir de variables de contrainte. Pour illustrer cela, considérons le cas d'un essai triaxial drainé sur un sol entièrement piloté en contraintes. La contrainte radiale σ'_r est imposée par la pression d'eau cellulaire comme cela est fait classiquement, mais au lieu d'imposer un taux de déformation axiale à l'échantillon, l'opérateur impose un accroissement régulier de la contrainte axiale σ'_a. Ce contrôle de la contrainte axiale peut être mis en œuvre en plaçant par exemple des masses en tête du piston de la cellule triaxiale. Tant que la contrainte axiale est inférieure à la valeur limite, la réponse de l'échantillon est identique que l'opérateur contrôle la contrainte, ou la déformation axiale (courbes noire et grise de la Figure 1a). Lorsque l'état limite de contrainte est atteint (constituant un point du critère de Mohr-Coulomb), si l'opérateur ajoute une nouvelle petite masse sur le piston pour tenter de faire croître la valeur de σ'_a, la rupture se développe subitement.

Cette rupture est marquée d'une part par le développement de déformations très importantes, ces déformation sont non bornées et peuvent se traduire par l'effondrement complet de l'échantillon. D'autre part, ces déformations se développent de manière soudaine, en un temps très court comme représenté sur le Figure 1b. Le taux de déformation est alors lui-même très élevé et traduit le fait, qu'à l'initiation de la rupture, l'échantillon est passé d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique accompagnée par la création d'énergie cinétique [10] (Figure 1b). Lors de cet essai, l'opérateur contrôlait l'évolution de l'état mécanique de l'échantillon par le biais de la contrainte axiale σ'_a, cette dernière est appelée le paramètre de contrôle. Or, lors de la rupture, la maîtrise de l'état de déformation de l'échantillon via σ'_a est perdue : on parle alors de perte de contrôlabilité [11]. Puisque à la rupture on a un changement soudain de la réponse du sol d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique pour une variation graduelle et constante du paramètre de contrôle, on parle aussi de bifurcation de la réponse de l'échantillon [2].

De manière générale, en ingénierie, la stabilité d'un ouvrage est étudiée vis-à-vis de cette définition classique de la rupture que ce soit par le biais d'une analyse limite, ou sur la base d'un modèle élasto-plastique (on parle alors de rupture plastique).

La généralisation des états limites

Le comportement non drainé des sols lâches

La description de la rupture décrite ci-dessus est une définition particulière qui ne permet pas de décrire et d'anticiper l'ensemble des modes de rupture pouvant survenir dans les sols. Le cas de la compression triaxiale d'un sol lâche en condition non drainée constitue un bon contre-exemple. Lorsque cet essai est réalisé de manière classique, on impose à l'échantillon de se déformer à volume constant en fermant la vanne de drainage de l'eau interstitielle. Par conséquent, la déformation volumique ε_V est pour cet essai un paramètre de chargement imposé à l'échantillon ($\varepsilon_V = cte$). De plus, le contrôle de l'état de l'échantillon est réalisé en fixant un taux de déformation axiale. Si le sol est suffisamment lâche, le déviateur de contrainte q passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 2a). L'expérience peut être renouvelée en imposant toujours une déformation volumique nulle mais en changeant le paramètre de contrôle. L'opérateur peut aussi choisir de contrôler le déviateur de contrainte q (en ajoutant régulièrement des masses sur le piston de la cellule triaxiale) au lieu de contrôler la déformation axiale. Tant que le pic du déviateur de contrainte n'est pas atteint le comportement de l'échantillon de sol est identique, que le contrôle soit réalisé via la déformation axiale ou via le déviateur de contrainte (courbes grises et noires de la Figure 2a). Une fois le pic de q atteint, si une petite masse additionnelle est placée sur le piston, on observe un effondrement brutal de l'échantillon,

caractérisé comme précédemment par des déformations non bornées et par le passage d'une réponse quasi-statique à une réponse dynamique (Figure 2b) ; le sol ne pouvant pas supporter un nouvel accroissement de q tout en conservant une variation de volume nulle. Cela va à l'encontre de son comportement mécanique intrinsèque.

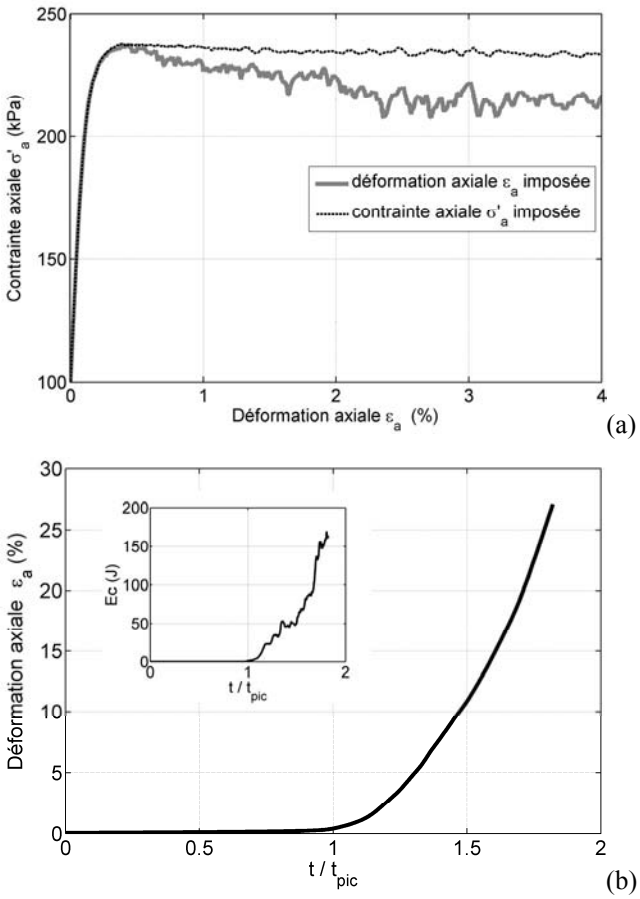


FIGURE 1: RÉPONSE SIMULÉE D'UN ÉCHANTILLON DE SOL À UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINÉE CONTRÔLÉE EN DÉFORMATION (a) OU EN CONTRAINTE (a & b); t_{pic} *correspond à l'instant où la valeur de* σ'_a *limite est atteinte*

Ainsi, on observe dans ces conditions un cas de rupture typique, bien que l'état de contrainte à partir duquel elle s'initie (pic du déviateur de contrainte) est inclus à l'intérieur du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Ou autrement dit cet état de contrainte ne constitue pas un état limite de contrainte. Comme expliquer alors l'occurrence de la rupture? Le pic du déviateur de contrainte constitue un état limite pour ce sol uniquement si la condition de volume constant est imposée conjointement à un accroissement de q ($dq > 0$). Etant donné que le programme de chargement conduisant à l'occurrence de la rupture est défini de manière mixte, c'est-à-dire portant à la fois sur un paramètre de déformation ($\varepsilon_V = cte$) et un paramètre de contrainte ($dq > 0$), cet état mécanique est qualifié d'état limite mixte [2]. Si par exemple, le programme de chargement avait été entièrement défini en contraintes (cas de l'essai triaxial drainé contrôlé avec la contrainte axiale, Figure 2a), des états de contrainte situés entre le pic de q (considéré précédemment) et le critère de Mohr-Coulomb auraient pu être atteint sans occurrence de la rupture.

Le critère du travail du second ordre

Nous venons de voir que la rupture ne s'initiait pas exclusivement à partir d'états mécaniques décrits par un critère de type Mohr-Coulomb (à l'exception des états limites en contrainte). Par conséquent, comment peut-on déterminer si l'état mécanique auquel est soumis un volume élémentaire de sol constitue un état limite, qu'il soit mixte ou en contrainte ?

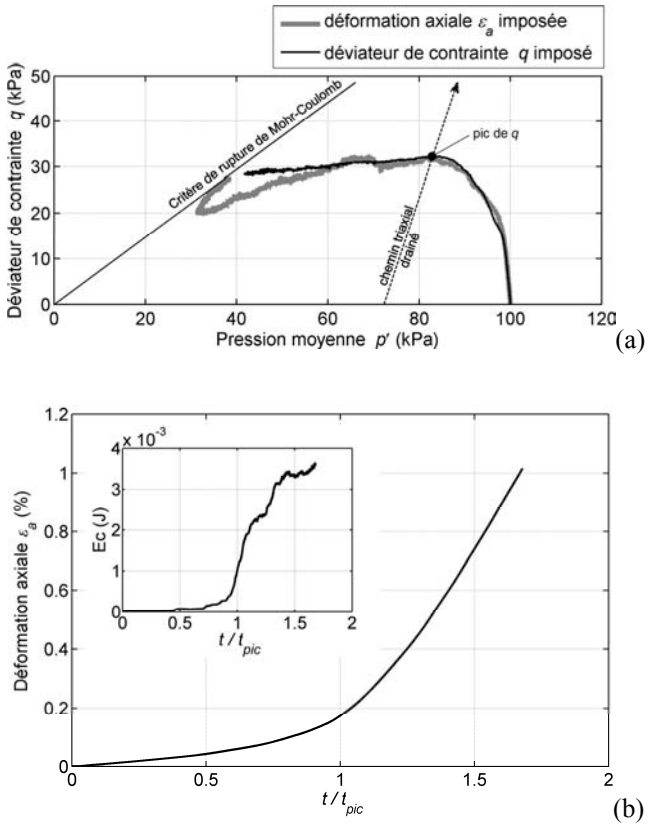


FIGURE 2: RÉPONSE SIMULÉE D'UN SOL LÂCHE À UNE COMPRESSION NON DRAINÉE CONTROLÉE VIA ε_a (a) OU VIA q (a & b), D'APRÈS [15]; t_{pic} *correspond à l'instant où la valeur de* σ'_a *limite est atteinte*

Il existe pour cela un critère qui porte sur le signe du travail du second ordre W_2 [6]. Ce dernier s'écrit dans les axes principaux de contrainte et de déformation :

$$W_2 = d\sigma'_i \, d\varepsilon_i = d\sigma'_1 \, d\varepsilon_1 + d\sigma'_2 \, d\varepsilon_2 + d\sigma'_3 \, d\varepsilon_3 \qquad (1)$$

où $d\sigma'_i$ et $d\varepsilon_i$ sont respectivement les incréments de contrainte et de déformation expérimentés par le volume élémentaire de sol au cours de l'application d'un incrément de chargement. Certaines composantes de contrainte et/ou de déformation correspondant à des paramètres imposés de chargement du sol, les autres constituant les paramètres de réponse. On retiendra de plus que les paramètres de chargement sont liés aux paramètres de réponse via le comportement mécanique intrinsèque du sol. Si au cours d'un incrément de chargement le travail du second ordre s'annule ou est négatif, cela signifie que le sol a atteint un état limite.

Considérons par exemple le cas de la compression triaxiale drainée sur un sol dense. Au cours d'un tel essai les contraintes effectives radiales sont gardées constantes et donc $d\sigma'_2 = d\sigma'_3 = d\sigma'_r = 0$. L'expression du travail du second ordre se simplifie alors en : $W_2 = d\sigma'_1\, d\varepsilon_1 = d\sigma'_a\, d\varepsilon_a$. Pour un taux de déformation axiale imposé, la courbe représentant σ'_a en fonction de ε_a (Figure 1a) présente un pic, soit une tangente horizontale, ce qui signifie qu'au pic $d\sigma'_a = 0$ et $W_2 = 0$. Le pic de σ'_a correspond donc à un état limite (qui est ici un état limite en contrainte). Au delà du pic : $d\sigma'_a < 0$ et $d\varepsilon_a > 0$ donc $W_2 < 0$, et les états mécaniques atteints par le sol au-delà du pic de σ_a correspondent aussi à des états limites en contrainte.

En ce qui concerne l'essai non drainé sur un sol lâche vu plus haut, le calcul du travail du second ordre montre qu'il s'annule au pic du déviateur de contrainte et prend au-delà des valeurs négatives. Ce résultat peut d'ailleurs être retrouvé analytiquement en réécrivant le travail du second ordre sous la forme : $W_2 = dq\, d\varepsilon_a + d\sigma'_r d\varepsilon_V$. Or en non drainé $d\varepsilon_V = 0$ et l'expression se simplifie en $W_2 = dq\, d\varepsilon_a$ Au pic de q (Figure 2a), $dq = 0$, d'où $W_2 = 0$. Au delà du pic de q, $dq < 0$ et $d\varepsilon_a > 0$ donc $W_2 < 0$. Par conséquent, les états mécaniques atteints par le sol au pic du déviateur q (s'il existe) et au-delà constituent des états limites mixtes.

Il faut toutefois bien faire la différence entre l'annulation du travail du second ordre et l'occurrence de la rupture. Cette dernière ne surviendra le long du chemin de chargement suivi que si $W_2 \leq 0$, et que le paramètre de contrôle de l'état mécanique du sol est le paramètre conduisant à des valeurs nulles ou négatives de W_2. Cela correspond en général au fait que ce paramètre, lorsqu'il représente la réponse du sol (il n'a plus alors le rôle de contrôle), passe par un extremum (c'est le cas de q pour la compression non drainée, et de σ'_a pour la compression drainée).

Le domaine de bifurcation

Les compressions triaxiales drainée et non drainée constituent des exemples de chemins de chargement particuliers. D'autres chemins de chargement sont possibles en considérant par exemple des chemins pour lesquels la variation de volume du sol $d\varepsilon_V$ est imposée en fixant le rapport $d\varepsilon_V / d\varepsilon_a = \zeta$ (pour $\zeta = 0$ on retrouve la condition de non drainage, pour $\zeta > 0$ le chemin est contractant, alors qu'il est dilatant pour $\zeta < 0$). En effet, dans la nature, la variation de volume d'une couche de sol peut-être plus ou moins contrainte par les conditions de drainage (plus ou moins bonnes) de cette même couche. Le paramètre ζ fixe ici le chemin de chargement qui sera suivi par le sol et qui peut être représenté par une droite dans un plan $\varepsilon_V - \varepsilon_a$ (ζ correspond alors à la pente de cette droite) ; de la même manière que la condition $\varepsilon_V = cte$ est le paramètre de chargement dans l'essai non drainé définissant le chemin de chargement (représenté par une droite horizontale dans le plan $\varepsilon_V - \varepsilon_a$), ou que le paramètre de chargement $\sigma'_r = cte$ définit dans le cas de l'essai triaxial drainé un chemin de chargement représenté par une droite de pente égale à 3 dans le plan $q - p'$ (avec p' la contrainte effective moyenne), ou une droite verticale dans le plan $\sigma'_a - \sigma'_r$. La difficulté réside alors dans l'identification du paramètre de contrôle pour lequel la rupture s'initiera sur un tel chemin si un état limite est rencontré. Pour cela, il faut garder à l'esprit que les paramètres de chargement l_i et de réponses r_i sont conjugués au sens de l'énergie, ce qui se traduit sous la forme de l'expression suivante :

$$E = \sigma'_i\, \varepsilon_i = l_i\, r_i \qquad (2)$$

La condition imposée sur la variation de volume $d\varepsilon_V / d\varepsilon_a = \zeta$ constitue le premier paramètre de chargement que l'on peut réécrire sous la forme $dl_1 = d\varepsilon_V - \zeta\, d\varepsilon_a = 0$. En intégrant ce premier paramètre dans la relation (2), cette dernière s'écrit :

$$E = [\varepsilon_V - \zeta\, \varepsilon_a]\sigma'_r + \varepsilon_a [\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)] \qquad (3)$$

Le paramètre de réponse conjugué avec l_1 est donc $r_1 = \sigma'_r$, et le deuxième couple de paramètres est constitué de ε_a et $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$, l'un ou l'autre pouvant jouer le rôle de paramètre de contrôle l_2, ou de réponse r_2. Une fois ce raisonnement effectué, l'écriture du travail du second ordre pour ces chemins de chargement aboutit à (sachant que $dl_1 = 0$) :

$$W_2 = d\sigma'_i\, d\varepsilon_i = dl_2\, dr_2 = d\varepsilon_a [d\sigma'_a - d\sigma'_r (1 - \zeta)] \qquad (4)$$

L'expérience montre alors, pour des sols modérément denses à lâches, que lors d'une compression sur un tel chemin contrôlé avec la déformation axiale ε_a ($d\varepsilon_a > 0$), le paramètre $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ (qui constitue dans ce cas le paramètre de réponse) passe par un maximum puis décroît (courbe grise de la Figure 4a). W_2 s'annule à ce maximum et prend au-delà des valeurs négatives. Les états mécaniques atteints par le sol au pic de $\sigma'_a - \sigma'_r (1 - \zeta)$ et au delà constituent des états limites mixtes strictement inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb [2].

La rupture se développera à partir de ces états limites mixtes si le paramètre $\sigma'_a - \sigma'_r(1 - \zeta)$ est utilisé comme paramètre de contrôle l_2, et qu'un accroissement de chargement vis-à-vis de celui-ci est imposé $dl_2 > 0$, tout en fixant le chemin de chargement par le biais de la condition $dl_1 = 0$ (voir [3] pour un exemple).

D'autres chemins de chargement conduisant le sol à des états limites mixtes peuvent encore être imaginés [11]. Les états de contrainte correspondant à l'ensemble des états limites mixtes existant sont regroupés dans un domaine de l'espace des contraintes que l'on appelle domaine de bifurcation, inclus à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb. On donne à titre d'exemple sur la Figure 3 le domaine de bifurcation pour un sable d'Hostun dense. On remarque que des états limites mixtes sont rencontrés pour ce matériau dès un angle de frottement mobilisé de 21°, alors que l'angle de frottement interne au sens du critère Mohr-Coulomb est près du double.

Cette discussion nous amène à une première conclusion importante : suivant le programme de chargement auquel un sol est soumis, la rupture peut survenir avant même que son état de contrainte n'atteigne le critère de Mohr-Coulomb.

Des états mécaniques instables

Un autre aspect important des états limites (que ce soit des états limites mixtes ou en contrainte) est qu'ils constituent des états mécaniques potentiellement instables. On entend par « instable » le fait qu'une petite perturbation du sol (petite secousse, petite fluctuation d'un des paramètres de chargement du sol…) peut conduire à une réponse de grande ampleur (se traduisant en général par le développement très rapide dans le temps de déformations importantes), ceci sans que le sol ait subi un incrément de chargement supplémentaire.

L'instabilité n'est que potentielle, car elle ne se développera à partir d'un état limite que si les paramètres définissant le programme de chargement appliqué au sol sont les paramètres correspondant à la définition de l'état limite considéré (c'est-à-dire les paramètres menant à l'annulation du travail du second ordre). Ainsi, pour un état limite en contrainte, l'instabilité apparaîtra uniquement si le chargement appliqué au sol est défini à partir des seules variables de contraintes (σ'_a et σ'_r en axisymétrie). Pour un état limite mixte atteint le long d'un chemin non drainé, l'instabilité ne se développera que si l'état mécanique auquel est soumis le sol est fixé par l'imposition d'une variation de volume nulle ($d\varepsilon_V = 0$) et d'une valeur donnée du déviateur de contrainte q.

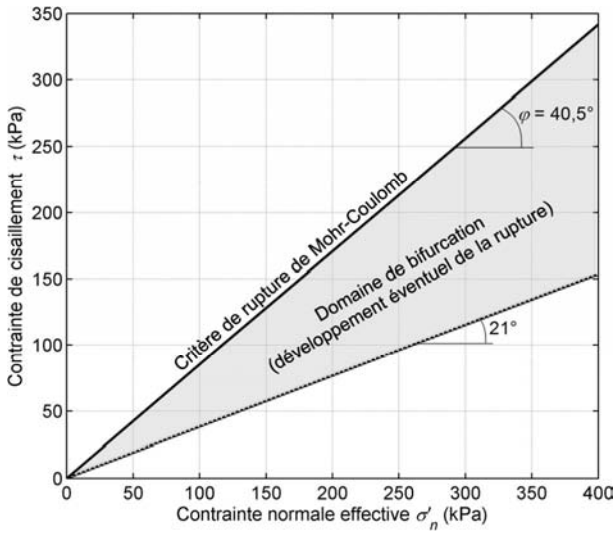
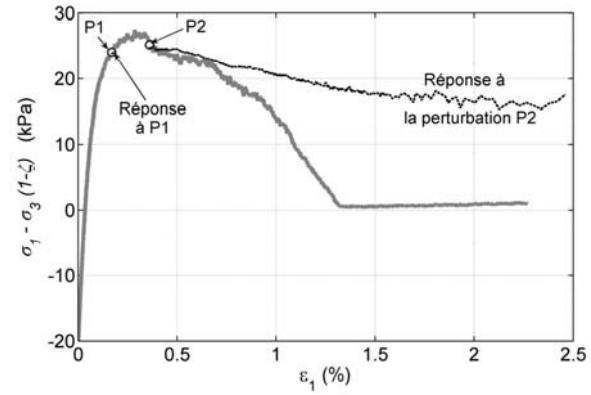


FIGURE 3: DOMAINE DE BIFURCATION DANS LE PLAN DE MOHR POUR UN SABLE D'HOSTUN DENSE, D'APRÈS [2]

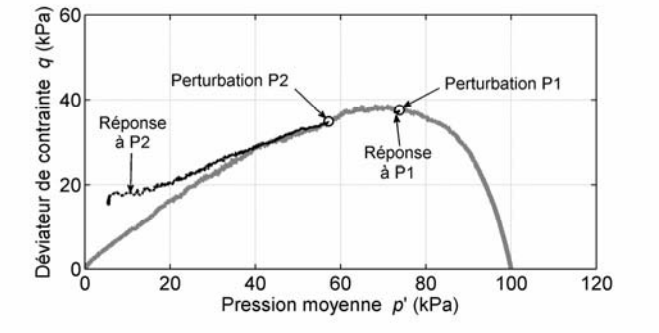
Pour illustrer cela, nous considérons le cas d'un échantillon de sol dense soumis à un chemin de chargement à variation de volume imposé où la valeur de ζ est fixée à -0,21 (chemin dilatant). On repère deux états mécaniques atteints par le sol le long de ce chemin et représentés par des ronds blancs sur les Figures 4a et 4b. L'un de ces états mécaniques, situé après le pic de $\sigma'_a - \sigma'_r(1 - \zeta)$, constitue un état limite mixte (voir Figure 4a) ; l'autre non. L'opérateur tente alors de maintenir l'échantillon de sol dans chacun de ces deux états mécaniques en imposant conjointement les paramètres de chargement suivants : $dl_1 = d\varepsilon_V - \zeta\, d\varepsilon_a = 0$ et $dl_2 = d\sigma'_a - d\sigma'_r(1 - \zeta) = 0$. Puisque aucune variation n'est imposée sur les deux paramètres de chargement, le sol ne développe pas de réponse particulière.

L'opérateur vient ensuite perturber l'échantillon de sol en perturbant la position de quelques-uns de ses grains constitutifs (effectivement possible dans l'exemple présenté qui est une simulation numérique). Pour l'état mécanique qui ne constitue pas un état limite, cette perturbation P1 n'induit qu'une réponse mineure en terme de déformation (Fig. 4a) et sur l'état de contrainte (Fig. 4b). En revanche pour l'état limite mixte, la perturbation P2 induit une réponse importante de l'échantillon en termes de déformation, de taux de déformation, d'énergie cinétique, et influe aussi fortement sur son état de contrainte (Figures 4a-c). On parle dans ce cas de perte de maintenabilité de l'état mécanique de l'échantillon [9].

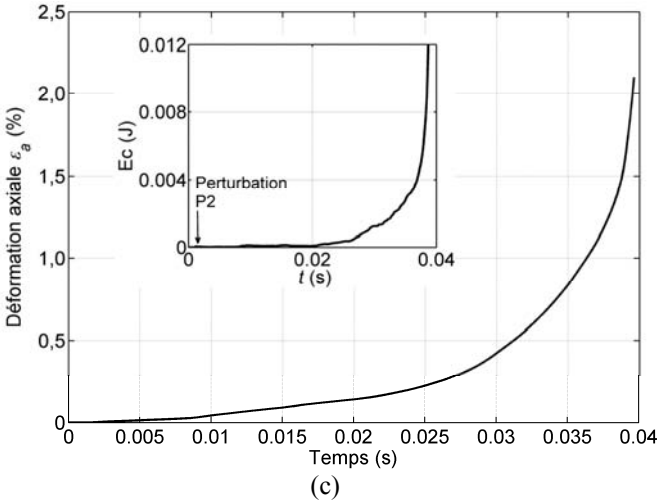
Ainsi, une autre conclusion importante repose sur le fait que suivant les paramètres définissant la chargement d'un sol, son état ne peut être qu'apparemment stable. Il est possible que la rupture s'initie subitement sans accroissement particulier du chargement imposé au sol, mais seulement sous l'effet de certaines petites perturbations.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 4: RÉPONSES SIMULÉES D'UN ÉCHANTILLON DE SOL DENSE À DES PERTURBATIONS P1 ET P2 POUR DES ÉTATS MÉCANIQUES ATTEINTS LE LONG D'UN CHEMIN À VARIATION DE VOLUME IMPOSÉ [3] (SEULE LA RÉPONSE À LA PERTURBATION P2 EST REPRÉSENTÉE SUR LA FIGURE (C)

Les implications pour la stabilité des ouvrages hydrauliques en terre

Le chemin de chargement non drainé fait partie des chemins de chargement classiques à considérer dans les massifs de sol saturé constituant les ouvrages hydrauliques. La condition de non-drainage (ou autrement dit de volume constant) peut être vérifiée à court terme pour des sols suffisamment fins.

Considérons en un point matériel du massif un sol assez lâche ayant atteint dans des conditions drainées un état de contrainte situé à l'intérieur du domaine de bifurcation et noté C sur le Figure 5. A partir de cet état de contrainte constituant un état limite mixte, plusieurs chemins de chargement peuvent mener le sol à la rupture. Ces chemins de chargement dépendent à la fois de la densité du sol et du niveau de contrainte déviatoire.

En règle générale plus le sol est lâche et plus la contrainte déviatoire est importante, plus les chemins de chargement pour lesquels la rupture peut s'initier sont nombreux. Si le sol est suffisamment lâche, le chemin non drainé fait partie de ceux-là. C'est le cas pour l'état limite C (Fig. 5 à gauche), qui est donc associé, entre autres, aux paramètres de chargement ε_V et q. Tant que les perturbations sur le chargement mécanique subi par le sol en ce point sont relativement étalées dans le temps, on peut supposer que le sol est sollicité en conditions drainées.

Toutefois, si un chargement mécanique survient de manière brusque (passage d'un essieu d'un camion lourdement chargé en tête d'une digue ou d'un barrage par exemple), le sol est alors sollicité en condition non drainée et suit un chemin de chargement à volume constant ($d\varepsilon_V = 0$). De plus, le passage de l'essieu induit une perturbation sur le paramètre de contrôle q. Il se produira alors en ce point de l'ouvrage une rupture subite du sol qui pourrait s'avérer catastrophique vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage.

Cela est vérifié expérimentalement à partir de l'état C [1]. Sans apporter aucun changement à la pression de confinement ou à la force appliquée sur le piston de la cellule triaxiale, l'opérateur a uniquement fermé la vanne de drainage de l'échantillon. La rupture s'est alors développée rapidement (déformation et taux de déformation importants, effondrement du sol marqué par une chute importante des contraintes, voir la Figure 5). Il semblerait que dans ce cas la perturbation soit liée à des déformations résiduelles de l'échantillon au moment de la fermeture de la vanne de drainage.

Au contraire, l'état de contrainte repéré par la lettre A ne constitue pas un état limite associé aux paramètres ε_V et q. La même expérience n'a pas provoqué la rupture de l'échantillon.

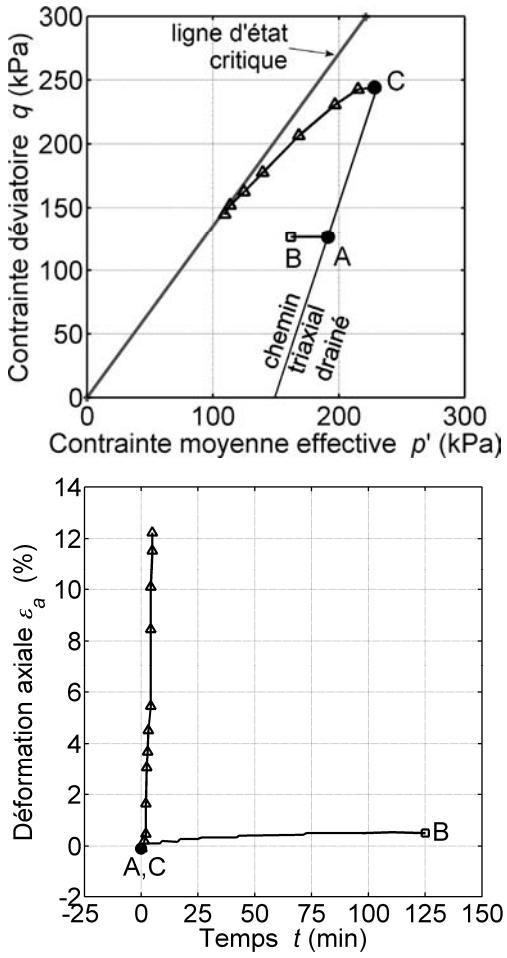


FIGURE 5: CHEMINS DE CONTRAINTE ET DÉFORMATIONS MESURÉS LORS D'UN ESSAI TRIAXIAL APRÈS FERMETURE DE LA VANNE DE DRAINAGE À PARTIR DES ÉTATS A ET C, D'APRÈS [1]

Les chemins à déviateur de contrainte *q* constant

Les chemins de chargement à déviateur de contrainte constant sont des chemins pour lesquelles la pression moyenne effective p' décroît alors que q reste constant. Un tel chemin est suivi dans un ouvrage de retenue d'eau lorsque le niveau de la retenue monte, entraînant une hausse de la surface libre de l'eau au sein de l'ouvrage. Il en résulte en un point de l'ouvrage situé sous la surface libre, un accroissement $\Delta u > 0$ de la pression interstitielle et donc une variation négative de la pression effective moyenne $\Delta p' = -\Delta u$, alors que le déviateur de contrainte reste inchangé $q = q' = cte$.

Dans le cas où ce chemin de chargement est strictement défini à partir de variables de contraintes, c'est-à-dire où seuls sont imposées la non variation de q (parce que le poids des terres situé au-dessus du point considéré est inchangé) et la hausse de u suite à la montée du niveau d'eau, la rupture ne se produira pas avant que l'état de contrainte du sol rencontre le critère de Mohr-Coulomb.

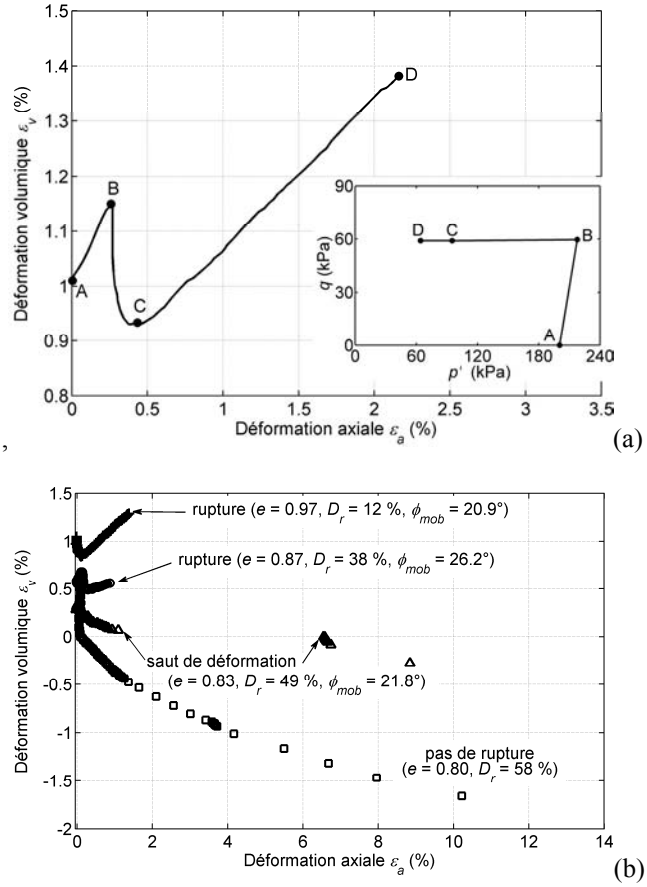


FIGURE 6: VARIATION DE VOLUME POUR UN SOL LÂCHE (a), ET RUPTURES OBSERVÉES EXPÉRIMENTALEMENT (b), LE LONG D'UN CHEMIN DE CHARGEMENT À q CONSTANT, D'APRÈS [5]

Toutefois, l'expérience montre pour des sols suffisamment lâches, que lorsque la pression moyenne décroît, le sol présente une réponse d'abord dilatante, jusqu'à atteindre un volume maximum pour ensuite devenir contractante (Figure 6a).

Par ailleurs il est possible d'exprimer le travail du second ordre de la manière suivante : $W_2 = dq\, d\varepsilon_{\widehat{qu}} + d\sigma'_r\, d\varepsilon_V$. Pour les chemins à q constant : $dq = 0$ et $d\sigma'_r < 0$. Par conséquent, le signe du travail du second ordre est l'opposé de celui de $d\varepsilon_V$. Au maximum de dilatance $d\varepsilon_V = 0$ et W_2 s'annule également; lors de la phase suivante de contractance $d\varepsilon_V > 0$ et donc $W_2 < 0$. Cela signifie que les états mécaniques situés à partir du maximum de dilatance constituent des états limites mixtes à partir desquels la rupture se développera, si tout en imposant un déviateur de contrainte constant une dilatance additionnelle est imposée à l'échantillon ($d\varepsilon_V < 0$).

Dans un ouvrage hydraulique en terre, un contrôle du volume du sol résultant en une dilatance imposée semble

difficile à supposer. Toutefois, il faut garder à l'esprit que les états limites constituent des états mécaniques instables si les paramètres de chargement imposés au sol sont ceux définissant l'état limite. Ainsi, les états limites mixtes atteints le long de chemins à q constant seront instables si on impose au sol à la fois la condition $dq = 0$ et la condition $d\varepsilon_{\Theta'} = 0$. La dernière condition peut être vérifiée sur le terrain lors d'une réponse à court terme du sol. En pratique, la seule imposition stricte et rigoureuse de ces deux conditions ne suffit pas à déclencher l'instabilité et la rupture. En revanche une légère perturbation dans l'imposition de l'une ou l'autre de ces deux conditions, suffira à révéler l'instabilité et à déclencher la rupture. L'occurrence de la rupture dans ces conditions a été vérifiée expérimentalement sur des modèles physiques (Echersley [4] a reproduit dans ces conditions des glissements de terrain pour des angles de frottement mobilisés du sol de 24° à 27° alors que l'angle de frottement interne était de 40°) ; à partir d'essais triaxiaux (Sasitharan et al. [12] ont observé des ruptures pour des angles de frottement mobilisés d'environ 18° alors que l'angle de frottement à l'état critique est de plus de 30°, Gajo et al. [5] ont mis en évidence l'occurrence de ruptures dans le phase de contractance du matériau tel que montré sur la figure 6b) ; et numériquement avec un modèle aux éléments discrets où nous avons montré que la rupture pouvait être déclenchée aussi bien par une perturbation des paramètres de chargement que par une perturbation de certains grains constitutifs de la phase solide du sol [15].

Les possibles conséquences d'une érosion interne diffuse

Les cas de ruptures discutés dans la section précédente concernent les sols suffisamment lâches. Pour des sols plus denses, le long de chemins non drainés ou à q constant le travail du second ordre ne s'annulera pas avant que l'état de contrainte ait atteint le critère de Mohr-Coulomb. Il n'y aura alors pas d'occurrence possible de la rupture à l'intérieur du critère de Mohr-Coulomb pour ces chemins de chargement (pour les sols denses il faut considérer des chemins plus complexes tels que les chemins à variation de volume imposée). On peut donc supposer qu'un compactage correct des matériaux lors de la construction des ouvrages devrait permettre de s'affranchir des ruptures décrites ci-dessus.

Toutefois, des travaux récents ont montré pour des sols à granulométrie relativement resserrée, qu'un départ de la fraction fine du sol par un phénomène d'érosion interne diffuse (érosion dite par suffusion) pouvait se traduire, du point de vue de l'impact sur les propriétés mécaniques du sol, comme une transition d'un comportement initial (avant érosion) typiquement dense et dilatant vers un comportement, après érosion, typiquement lâche et contractant, tel qu'illustré sur la Figure 7 [13]. La Figure 8 montre les conséquences qu'amènerait un tel changement de densité sur un sable d'Hostun.

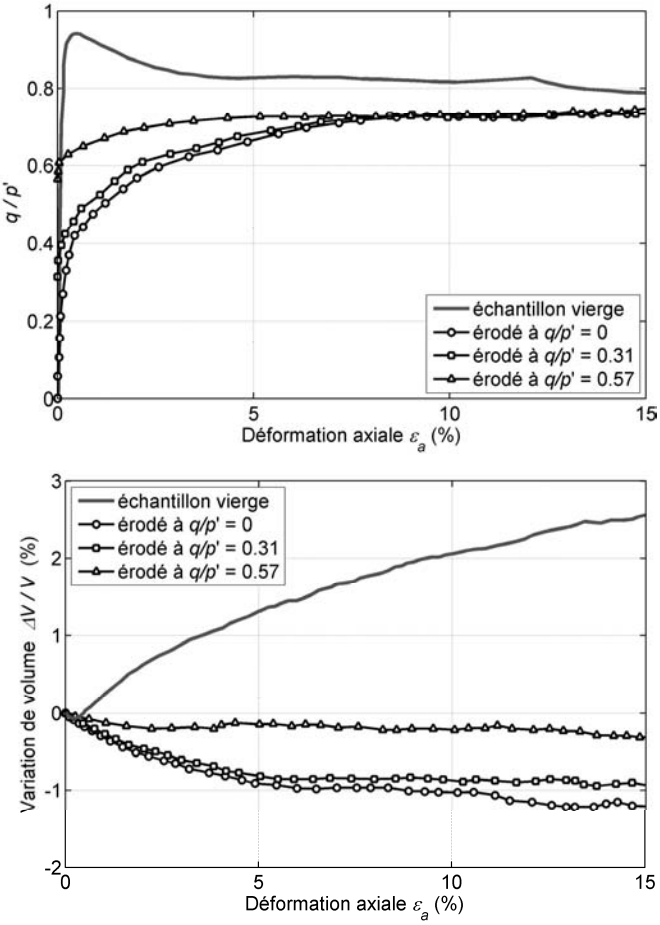


FIGURE 7: RÉPONSES SIMULÉES D'UN SOL A UNE COMPRESSION TRIAXIALE DRAINÉE APRÈS EXTRACTION DE SA FRACTION FINE SOUS DIFFÉRENTS NIVEAUX DE CONTRAINTE Q/P', LES COURBES SANS SYMBOLES REPRÉSENTENT LA RÉPONSE DU SOL VIERGE, D'APRÈS [13]

Les limites du domaine de bifurcation sont représentées en noir pour le sable dense et en gris pour le sable lâche. Le même code de couleur est utilisé pour représenter, à partir des états de contrainte A, B et C, les cônes regroupant les chemins de contrainte le long desquels $W_2 < 0$, et donc le long desquels la rupture est susceptible de s'initier (ce sont des cônes de directions instables). Ainsi lorsque la densité du sol décroît non seulement la limite du domaine de bifurcation s'abaisse (l'état A qui n'est pas un état limite mixte pour le sable dense, le devient pour le sable lâche), mais les cônes de directions instables s'ouvrent. Les états B et C sont des états limites mixtes pour les sables dense et lâche, mais ces états limites ne sont pas associés au chemin de chargement à q constant pour le sable dense. Il le devient lorsque la densité décroit, avec toutes les conséquences que cela implique sur l'occurrence de la rupture et dont on a déjà discuté.

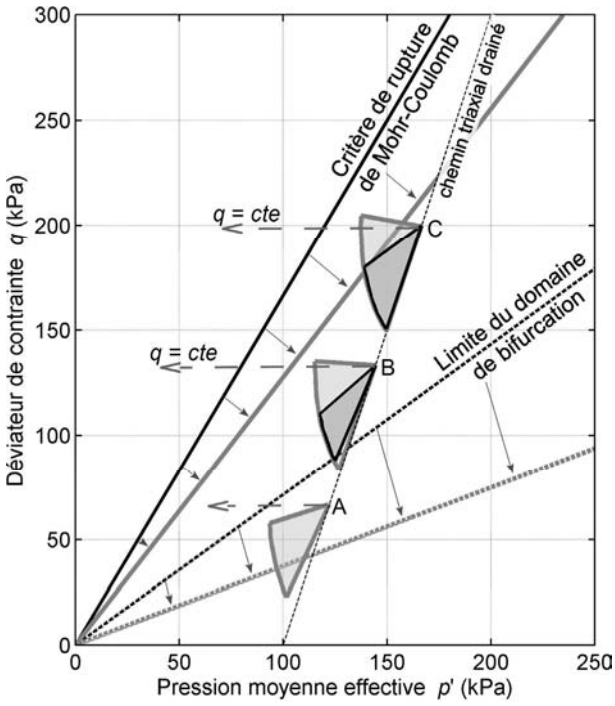


FIGURE 8: CHANGEMENT DU CRITÈRE DE MOHR-COULOMB, DE LA LIMITE INFÉRIEURE DU DOMAINE DE BIFURCATION, ET DES CÔNES DE DIRECTIONS INSTABLES POUR UNE TRANSITION D'UN SABLE D'HOSTUN D'UN ÉTAT DENSE (TRACÉS NOIRS) VERS UN ÉTAT LÂCHE (TRACÉS GRIS EPAIS), D'APRÈS [14]

Par conséquent, cette analyse précise pourquoi les ouvrages dégradés par une érosion interne du sol, suffisamment modérée pour ne pas entraîner directement leur ruine, présentent une stabilité qui pourrait ne s'avérer qu'apparente.

Conclusion

Nous venons d'exposer un cadre général de description de la rupture dans les sols. Celui-ci comprend un critère (signe du travail du second ordre) permettant de détecter les états mécaniques à partir desquels la rupture peut se développer. Toutefois, pour un programme de chargement donné le long duquel ce critère est vérifié, la rupture ne sera effective que sous certaines conditions portant sur la manière dont est contrôlé l'état mécanique de l'élément de sol considéré.

Afin de mettre en œuvre cette approche en ingénierie, il semble essentiel d'estimer la valeur du travail du second ordre à l'échelle de l'ouvrage, voire en chaque point du massif de sol le constituant. Des travaux ont été entrepris dans ce sens sur la base de codes aux éléments finis et s'intéressant à des cas de glissements de terrain, inexpliqués sur la base du critère de Mohr-Coulomb [7] [8] [14]. Bien que les résultats obtenus aient montré l'intérêt et le potentiel de cette approche à l'échelle de l'ouvrage, des développements sont encore nécessaires afin qu'elle soit aisément accessible et applicable par les concepteurs et gestionnaires d'ouvrages. Avec une telle description générale de la rupture, il devrait être possible d'éviter des modes de ruine de structures non anticipés jusqu'à présent.

Références

[1] Chu J., Leroueil S., Leong W.K. (2003). *Unstable behaviour of sand and its implication for slope instability*. Can. Geotech. J., Vol. 40, pp. 873-885.

[2] Darve F., Servant G., Laouafa F., Khoa H. (2004). *Failure in geomaterials: continuous and discrete analyses*. Computer Meth. Appl. Mech. Eng., Vol. 193, n° 27-29, pp. 3057-3085.

[3] Darve F, Sibille L, Daouadji A, Nicot F. (2007). *Bifurcations in granular media: macro-and micro-mechanics approaches*. Comptes Rendus Mecanique, Vol. 335, pp. 496-515.

[4] Eckersley J.D. (1990). *Instrumented laboratory flowslides*. Geotechnique, Vol. 40, n° 3, pp. 489-502.

[5] Gajo A., Piffer L., De Polo F. (2000). *Analysis of certain factors affecting the unstable behaviour of saturated loose sand*. Mech. Cohes. Frict. Mater., Vol. 5, pp. 215-237.

[6] Hill R. (1958). *A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids*. J. Mech. Phys. Solids, Vol. 6, pp. 239-249.

[7] Khoa H.D.V. (2005). *Modélisations des glissements de terrain comme un problème de bifurcation*. Thèse de doctorat, INP Grenoble.

[8] Lignon S., Laouafa F., Prunier F., Khoa H.D.V., Darve F. (2009). *Hydro-mechanical modelling of landslides with a material instability criterion*. Geotechnique, Vol. 59, n° 6, pp. 513-524.

[9] Nicot F., Darve F., Khoa H. (2007). *Bifurcation and second order-work in granular materials*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., Vol. 31, pp. 1007-1032.

[10] Nicot F., Sibille L., Darve F. (2012). *Failure as a bifurcation toward a dynamic regime.* Int. J. Plasticity, Vol. 29, pp. 136-154.

[11] Nova R. (1994). *Controllability of the incremental response of soil specimens subjected to arbitrary loading programmes*. J. Mech. Behav. Mater., Vol. 5, n° 2, pp. 193-201.

[12] Sasitharan S., Robertson P.K., Sego D.C., Morgenstern N.R. (1993). *Collapse behavior of sand*. Can. Geotechn. J., Vol. 30, pp. 569-577.

[13] Scholtès L., Hicher P.Y., Sibille L. (2010). *Multiscale approaches to describe mechanical responses induced by particle removal in granular materials.* Comptes Rendus Mécanique, Vol. 338, n° 10-11, pp. 627-638.

[14] Servant G. (2004). *Modèles en risques naturels, cas des glissements de terrain.* Thèse de doctorat, INP Grenoble.

[15] Sibille L. (2006). *Modélisations discrètes de la rupture dans les milieux granulaires.* Thèse de doctorat, INP Grenoble

Etudes de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents : études des brèches historiques

Loire River levees hazard studies: historic breaches

Jean Maurin[1], Arnaud Boulay[1], Stéphane Piney[2], Martine Gaullier[2], Nathalie Bérenger[3] et David Barraud[3]

[1]DREAL Centre, 5 avenue Buffon, BP 6407 45064 Orléans cedex 2,

[2]CETE Normandie-Centre, LR Blois, PCI « Connaissance des ouvrages hydrauliques et de la morphodynamique fluviale », 11 rue Laplace, CS 2912, 41029 Blois Cedex

[3]CETE de l'Ouest, Département Laboratoire et CECP d'Angers, 23 avenue de l'Amiral Chauvin, B.P. 69, 49136 Les Ponts-de-Cé

prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Les études de dangers des digues de classe A de la Loire et de ses affluents ont été remises pour la fin de l'année 2012 aux services de contrôle. Elles sont au nombre de trois : la levée du val d'Orléans, les levées du val de Tours et la grande levée du val d'Authion. A elles trois, elles représentent près de 185 km de digues et protègent quelques 240 000 habitants.

Dans ce cadre, une étude des brèches historiques survenues au cours des trois grandes crues de 1846, 1856 et 1866 sur ces trois vals a permis, notamment, de :

- caractériser la géométrie des brèches intervenues ;
- préciser leurs modes de ruptures et leur dynamique de formation ;
- préciser la géométrie des fosses d'érosion et leur mode de développement ;
- distinguer ces fosses d'érosion des ravinements dans le val, et tenter de caractériser l'ampleur des zones d'érosion dans le val à l'arrière de chaque brèche.

Elles ont permis de comprendre l'effet de ces brèches sur le déroulement des trois crues du XIX^{e}, et de préciser les temps de propagation de l'onde de crue dans les vals concernés. Éléments qui ont permis, notamment, via l'étude des archives et le nivellement des repères de crues dans les vals d'Orléans et d'Authion, de préciser, pour les deux brèches majeures de 1856 (Jargeau et La Chapelle-sur-Loire), les hydrogrammes effectivement « introduits » dans le val.

Les découvertes faites dans le cadre de ces études sur les levées de classe A de la Loire ne sont pas en concordance avec les résultats obtenus par la modélisation mathématique, il convient donc de développer la recherche pour définir les paramètres et les modes de calcul qui représenteront le mieux le phénomène d'ouverture de brèche.

Abstract

The hazard's studies of the class A levees of the Loire river and its tributaries have been put back at the end of the year 2012 to the control's services. They are to the number of three : the levee of Orleans, the levees of Tours and the big levee of Authion. To them three, they represent 170 km of levees and protect some 240 000 people.

In this setting, a survey of the historic breaches occurred during the 3 big floods of 1846, 1856 and 1866 on these 3 levees permitted, notably, to :

- characterize the geometry of the breaches intervened ;
- specify their failure modes and their dynamics of formation ;
- specify the geometry of the erosion pits and their mode of development ;
- distinguish these pits of erosion of the phenomena of gullying in the valley, and to tempt to characterize the size of the erosion zones in the valley at the rear of every breach.

They permitted to understand the effect of these breaches on the progress of the 3 floods of XIXth century the, and to specify the times of propagation of the flood wave in the concerned floodplain. These elements notably enable trough the survey of the archives and the leveling of the reference marks of rises in the water level in the valley of Orleans and Authion, to specify, for the two major breaches of 1856

(Jargeau and la Chapelle-sur-Loire), the hydrogrammes which were indeed in the valley.

The discoveries made in the setting of these studies on the class A levees of the Loire are not in concordance with the obtained gotten by the mathematical modeling, it agrees therefore to develop research to define the parameters and the modes of calculation that will represent best the phenomenon of breach opening.

Introduction

Les études de dangers de digue de protection contre les inondations font appel à l'événement le plus redouté parmi ceux qui peuvent entraîner l'inondation de la zone protégée. En l'occurrence, cet événement est la brèche, résultat de la rupture de la digue lors d'une crue. Les études de dangers des trois digues de classe A de la Loire (Orléans, Tours et Authion) ont analysé les brèches historiques qui se sont produit au XIX^{e} siècle et avant. La recherche d'archives mais aussi l'observation des traces laissées par les brèches ont permis de mettre en évidence l'importance de la zone de dissipation d'énergie.

Apport des études de dangers

Analyse des fosses d'érosion

Des dépressions témoignent de l'existence des fosses d'érosion des anciennes brèches. Elles sont aujourd'hui décelables grâce à une topographie dense tel qu'un modèle numérique de terrain. Le MNT lidar embarqué réalisé par la DIREN centre en 2002 permet de mettre en évidence des creux de quelques dizaines de centimètres et donc de circonscrire les zones dépressionnaires en arrière des brèches historiques.

Ainsi, les traces encore exploitables des fosses d'érosion des brèches qu'ont connues les levées de la Loire pendant et avant le XIX^{e} siècle, ont permis d'établir un panel de l'étendue de la fosse derrière la levée. Ces étendues ont pu être comparées à la hauteur actuelle de la digue, sachant que les levées n'ont pas connu de surélévation importante depuis le XIX^{e} siècle.

De nombreuses fosses d'érosion de brèches ont été remblayées notamment en zone urbaine et ne permettent plus d'évaluer leur taille, leur forme et leur étendue. Néanmoins certaines n'ont pas été modifiées depuis leur création à l'exception des comblements par le ruissellement et par l'utilisation agricole des sols. Une étude de ces traces de fosses d'érosion a été réalisée par la DIREN centre [1] sur 117 sites et a permis d'établir un ratio longueur de la fosse en arrière de la digue sur la hauteur de celle-ci. La courbe des pourcentages de fosse d'érosion dont la valeur L/H dépasse un certain pourcentage est la suivante :

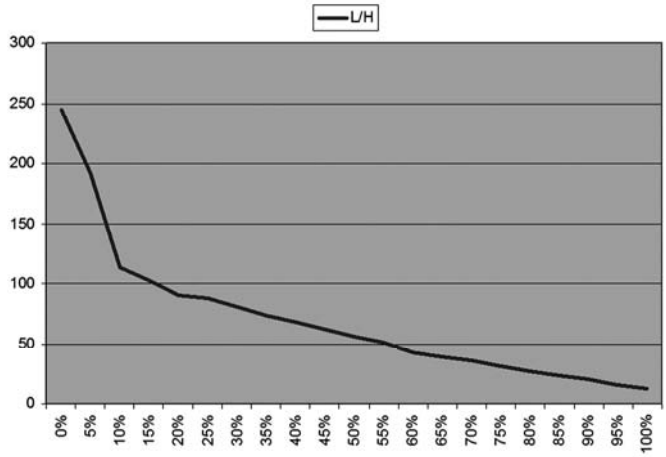


FIGURE N°1 : COURBE DE RÉPARTITION EN POURCENTAGE DU RATIO L/H DES BRÈCHES EN LOIRE MOYENNE

Cette étude a permis de définir que la distance de destruction totale dans la zone de dissipation d'énergie derrière la levée en cas de brèche pouvait être estimée en première approche à 100 fois la hauteur de la levée.

Le SDAGE Loire Bretagne[1] [2] a repris cette règle pour définir la zone non-aedificandi derrière les digues dans l'attente des études de dangers ou d'étude spécifique.

Les résultats des études de dangers ont donc été fortement attendus.

Études de dangers des levées des Vals d'Orléans, de Tours et d'Authion

L'exploitation des archives et des cartes, réalisée par les Laboratoire Régionaux de Blois et d'Angers a permis d'identifier les brèches de la levée d'Orléans [3], des levées de Tours [4] et de la grande levée de l'Authion [5].

[1] *SDAGE orientation N° 12 - Réduire le risque d'inondations par les cours d'eau :*
…/… 6 – L'existence de protection comme les digues ou levées ne supprime pas le risque mais le modifie. Quel que soit leur degré théorique de protection, les zones endiguées restent soumises à un risque d'inondation pour lequel le risque de ruptures brutales ou de submersion des digues demeure. Les digues ne font que modifier la probabilité de survenance de l'inondation et peuvent même aggraver les risques pour les installations situées immédiatement derrière lors d'une défaillance. En conséquence, elles ne peuvent pas justifier d'une suppression de l'aléa dans les zones protégées.
Les articles L.211-3 et R.214-115 à 117 relatifs à la sécurité des ouvrages hydrauliques rendent obligatoire la réalisation d'études de danger pour les digues protégeant des enjeux significatifs.
Ces études ont vocation à expliciter les niveaux de risque, les mesures aptes à les réduire en prenant en compte notamment les conséquences d'une rupture de l'ouvrage. Dans l'attente de ces éléments ou de toute étude spécifique visant à caractériser la constructibilité derrière l'ouvrage et afin de prendre en compte le risque de rupture de levées dans l'aménagement du territoire, il est instauré à l'aplomb des digues sur une largeur de 100 m par mètre de hauteur de digue …/…

Les dimensions et caractéristiques ont pu être établies pour la plupart des brèches historiques.

Il est souvent difficile de dissocier les dégâts relevant des brèches de ceux provoqués par l'inondation, affectant l'ensemble du val jusqu'à la terrasse alluviale ou aux coteaux. Des données plus précises relatives à la brèche de Jargeau renseignent sur l'ampleur que peut avoir ce type d'accident. Le Journal du Loiret [6] de juin 1856 fait ainsi état du creusement d'un « gouffre » d'environ 10 mètres de profondeur, de la destruction de 80 maisons et d'une victime par imprudence.

Quelques brèches, bien documentées, ont permis de dresser une typologie. Nous nous intéresserons plus particulièrement aux brèches de Jargeau en 1856, du château de l'Isle à Saint-Denis-en-Val en 1866 et de la Chapelle-sur-Loire en 1856.

Dans le cadre de ces études de dangers, nous avons aussi recherché les traces de brèches dans les autres endiguements de la Loire.

Brèche de 1856 à Jargeau

La brèche dont les informations sont les plus fournies est celle de Jargeau en 1856. Les archives retrouvées ont permis de reconstituer un grand nombre des paramètres de la brèche :

- la profondeur de la fosse a atteint 18,70 mètres par rapport au sommet de la digue haute de 5 mètres ;
- la largeur a atteint 600 mètres ;
- le débit de pointe au travers de la brèche a atteint 2 400 m^3/s ;
- l'hydrogramme a pu être reconstitué heure par heure.

Ces données ont permis de bâtir un hydrogramme type pour l'ensemble des modélisations des études de dangers de la Loire. Le calage des paramètres du modèle 2D de propagation de l'inondation dans le val a pu être fait grâce à la qualité des informations recueillies dans les archives qui a permis de reconstituer précisément l'avancée de l'onde d'inondation dans la zone protégée.

La pertinence de ces valeurs a pu ensuite être vérifiée par la comparaison des cotes obtenues par le modèle avec celles des nombreux repères de la crue de 1856 dans le val. La zone urbanisée de l'agglomération d'Orléans ayant fortement évolué depuis un siècle et demi la vérification n'a été possible que dans les zones rurales.

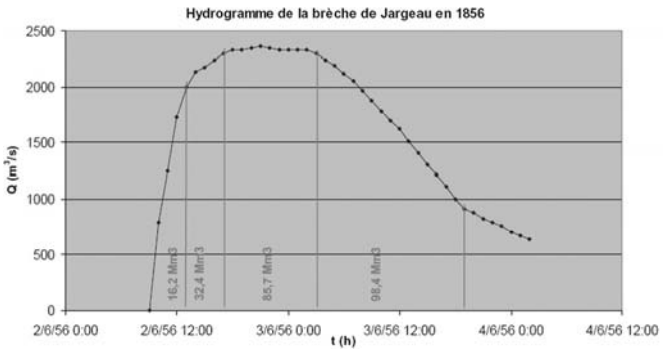


FIGURE 2 : - HYDROGRAMME RECONSTITUÉ DE LA BRÈCHE DE JARGEAU EN 1856 A PARTIR DES DONNÉES HISTORIQUES

Brèche de 1866 du château de l'Isle

L'exemple du château de l'Isle sis à Saint-Denis-en-Val dans le val d'Orléans est intéressant pour illustrer le danger de destruction derrière une digue.

La construction avait le caractère massif des châteaux forts du XIV^{e} siècle. Il été percé de fenêtres à la Renaissance, ses fondations étaient constituées de grandes pierres de taille. Les ruines sont situées à 150 mètres en arrière de la digue, et son terrain de fondation se situait 2,10 mètres en-dessous du sommet de la digue. Lors de la crue de 1866 une brèche par surverse s'est ouverte devant le château qui a été détruit. Il ne subsiste aujourd'hui que le mur arrière et l'amorce de deux tours latérales.



FIGURE 3 : - PHOTO DU CHÂTEAU DE L'ISLE EN 1866 (FOND MUGETTE RIGAUD)

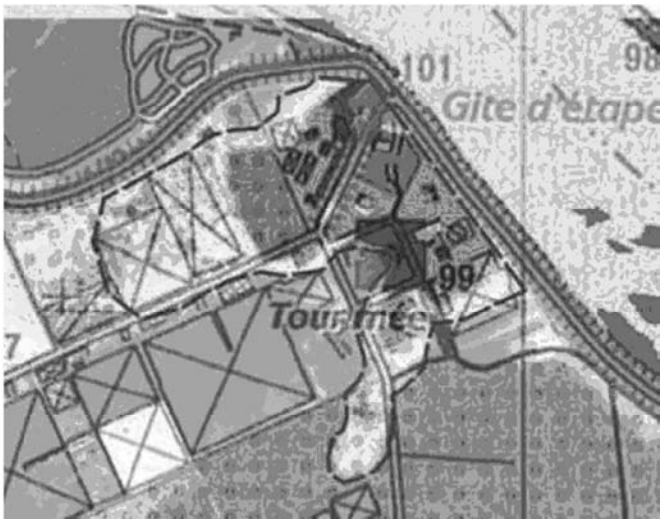


FIGURE 4 : - TOPOGRAPHIE DU SITE DU CHÂTEAU DE L'ISLE (CARTE IGN SCAN 25 SUPERPOSÉ AU MNT LASER)

Dans ce cas le rapport distance par la hauteur est de 71. La fosse d'érosion s'est étendue de chaque côté du château celui-ci ayant joué un rôle de brise-jet.

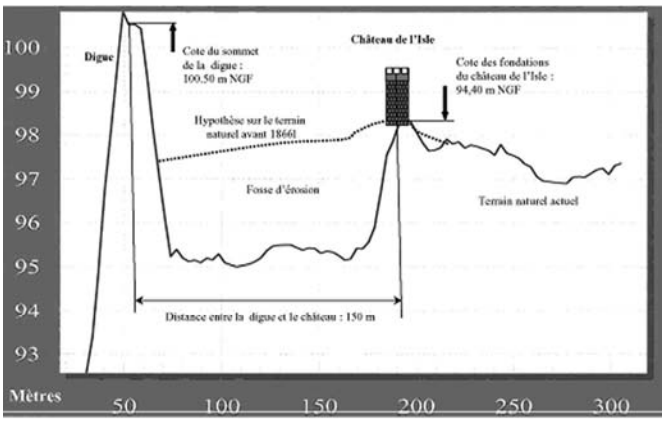


FIGURE N°5 : PROFIL EN TRAVERS DE LA LEVÉE ET DU SITE DU CHÂTEAU DE L'ISLE.

Brèche de 1856 à la Chapelle-sur-Loire - levée de l'Authion

Les conséquences de la brèche historique de la Chapelle-sur-Loire en 1856 ont été modélisées en 2D dans le val d'Authion avec les paramètres de celle de Jargeau. L'hydrogramme de la brèche a été adapté pour retrouver dans le val les hauteurs d'eau constatées en 1856. Le débit maximum ainsi obtenu a été de 3 500 m^3/s.

La valeur communément retenue pour ce débit était jusqu'à présent de 1 800 m^3/s [7], néanmoins des chiffres voisins de celui que nous avons mis en évidence aujourd'hui avaient été avancés par des ingénieurs à l'époque mais la valeur était apparue trop élevée.



FIGURE N°6 : ICONOGRAPHIE DE LA BRÈCHE DE LA CHAPELLE (AD49,BIB9250)

Brèche de 1856 d'Amboise rive droite

La Loire marque un rétrécissement important dans la traversée d'Amboise entre l'île d'Or et le pont du Maréchal Leclerc : le lit endigué passe d'une largeur de 700 mètres à 300 mètres au niveau du pont, largeur qui doit être diminuée par la dimension des piles du pont.

Cette configuration provoque une perte de charge importante qui élève le niveau de la Loire en crue et est à l'origine de trois brèches sur la rive droite sur le même site au XIX^e siècle en 1846, 1856 et 1866.

La brèche de 1856 a provoqué la destruction de la quasi-totalité des bâtiments entre la levée et la gare, seul le bâtiment principal de la gare a été totalement dévasté mais est resté debout. La gare de marchandise, 2 hôtels et 30 maisons ont totalement disparu. La gare se situe pourtant à près de 400 mètres de la levée haute de 5 mètres. Dans ce cas le rapport distance par la hauteur est de 80.

Modélisations hydrauliques

Au début des études de dangers, nous avions une attente forte des modélisations pour décrire les phénomènes de brèche.

Modélisation 1D

Avant les études de dangers le modèle Loire Moyenne [8] avait permis d'estimer les premiers paramètres des brèches dans les levées de la Loire : l'ordre de grandeur des débits de brèche était de 1 500 m^3/s.

Modélisation 2D

Des modèles 2D concernant uniquement la zone protégée ont été réalisés pour chacune des trois études de dangers. Ils ont pour but de représenter la propagation de l'onde d'inondation dans les vals derrière une brèche ou le déversoir de Jargeau.

Ils ont été calés par les données historiques de la propagation de l'onde, les valeurs trouvées sont celles communément utilisées pour de tels modèle.

Néanmoins ils n'ont pas permis de mettre en évidence la zone de dissipation d'énergie en arrière immédiat des brèches. Les vitesses (inférieures à 2m/s) que l'on trouve en arrière de chaque brèche ne sont pas susceptibles de provoquer les dégâts constatés en 1856 et 1866.
De même, les résultats d'études[9] faites sur d'autres bassins hydrographiques donnent des résultats qui ne sont pas en concordance avec le retour d'expérience des études de dangers des levées de classe A de la Loire.

Besoins pour gérer les digues

Pour connaître l'étendue de la zone de dissipation d'énergie derrière les levées, le gestionnaire du territoire a besoin de pouvoir définir la distance de sécurité en dehors de laquelle les bâtiments ne sont plus susceptibles de s'effondrer. Cette distance correspond à une zone d'aléa maximum au PPRi.

Les trois études de dangers des levées de classe A de la Loire ont permis d'adapter la règle du SDAGE en prenant en compte non plus la hauteur totale de la levée mais la hauteur d'eau contre la digue pour la crue dite « de protection » au-dessus de laquelle la digue commence à être submergée.

Conclusion

En conclusion, il a été possible grâce à la découverte d'archives pertinentes du XIX^{e} siècle de retrouver les paramètres d'une brèche historique. Avec les moyens de modélisation actuels et les repères de crues conservés, nous avons pu reconstituer les hydrogrammes des plus importantes brèches historiques des levées de la Loire. Nous avons pu aussi mettre en évidence que les résultats des modélisations hydrauliques dans la zone de dissipation d'énergie en arrière des brèches ne concordent pas avec les constatations faites dans le retour d'expérience des brèches historiques de la Loire. Les mécanismes mis en œuvre dans la création d'une brèche ne peuvent donc pas être bien appréhendés avec seulement les phénomènes hydrauliques initiateurs. Au moment de l'ouverture d'une brèche dans une levée se produit un mélange d'eau et des matériaux de la digue et des sols affouillés qui peut modifier fortement les conditions de l'écoulement. Il est aujourd'hui nécessaire de poursuivre nos recherches sur la création de brèche dans une levée de terre avec des écoulements visqueux et de vérifier si l'événement n'est pas, au moins pour un laps de temps, apparenté à un phénomène gravitaire rapide comme les laves torrentielles.

Remerciements

Nous tenons à transmettre tous nos remerciements à ceux qui ont écrit, conservé et retrouvé les informations qui nous ont permis de reconstituer les phénomènes des brèches qui se sont produits, il y a plus d'un siècle et demi et à ceux qui ont mené les présentes études hydrauliques.

Références

[1] Descamp M., Maurin J. (2008). *Reconnaissance et caractérisation des brèches anciennes dans les digues de la Loire*.
[2] Collin M. (1856). *Réponses aux questions du programme ministériel*.
[3] Piney S., Gaullier M. (2011) *Étude de dangers des digues de classe A de la Loire moyenne - Étude des brèches du val d'Orléans*
[4] Le Barbu E. (2011). *Étude de danger du val de Tours - Étude des brèches historiques*
[5] Barraud D. (2011). *Étude de danger du val de l'Authion - Étude des brèches historiques*
[6] Le Journal du Loiret (juin 1856)
[7] Dion R.(1934). *Le val de Loire*.
[8] Équipe pluridisciplinaire du Plan Loire Grandeur Nature (1998). *Étude Loire Moyenne*
[9] CETE Méditerranée (2007) *projet de détermination de la zone de précaution en aval des digues de Toulouse* Page 45

Modélisation du risque de submersion marine sur la façade océanique de la Charente-Maritime

Flood risk modeling marine on the ocean frontage on the Charente-Maritime

Yvon Mensencal[1], Christophe Coulet[1]

[1] ARTELIA EAU & ENVIRONNEMENT – Agence de Bordeaux – Le Rubis – 10, rue Gütemberg
B.P 30281 – 33 697 MERIGNAC Cedex – France – yvon.mensencal@arteliagroup.com

Résumé

La tempête Xynthia de févier 2010 et ses conséquences tragiques ont mis en évidence les manques existants dans la prise en compte des risques liés aux submersions marines et aux défaillances des systèmes d'endiguements côtiers dans les documents d'urbanisme.
Afin d'anticiper les risques futurs dus aux submersions marines sur le département de la Charente-Maritime, ARTELIA a mis en œuvre un modèle hydrodynamique couvrant l'ensemble des Pertuis Charentais coté maritime et les secteurs susceptibles d'être inondés coté terrestre. Ce modèle prend en compte l'ensemble des phénomènes hydro-météorologiques intervenant dans les problématiques de submersion marine, à savoir la marée, les surcotes, le vent et la houle.
L'interface constituée par le système de protection littoral, situé entre les zones maritime et terrestre, a fait l'objet d'un développement spécifique permettant le calcul des débits transitant sur les ouvrages (phénomènes de surverse et/ou de paquets de mers dus à la houle).
Ce modèle a été exploité afin de déterminer les aléas (zones submergées et hauteurs de submersion associées, vitesses des écoulements,…) issus de la combinaison d'un évènement hydro-météorologique et d'un scénario concernant le système de protection. Ces aléas serviront à terme de base aux futurs Plans de Prévention des Risques Naturels Littoraux sur le département.
La méthodologie mise en œuvre et les résultats obtenus sont présentés dans cet article.

Abstract

Xynthia storm of February 28th, 2010 and its tragic consequences highlighted existing lacks concerning risks management relative to marine flooding and dikes failures in planning documents.
In order to anticipate future risks from marine flooding on the Charente-Maritime, ARTELIA has implemented a hydrodynamic model of the Pertuis Charentais (marine and terrestrial parts). This operational model takes into account the set of meteorological phenomena involved in the problems of coastal flooding, namely the tidal surges, wind and waves. The interface formed by protection system, located between coastal marine and terrestrial areas, was the subject of a specific development for fine protection system representation and flows calculation over the dikes (phenomena of overflowing or overtopping). This model was exploited to determine the hazards (submerged areas and associated flooding heights, flow speed,...) from the combination of a hydro-meteorological event with a scenario concerning the protection system. These hazards will be used to build the future coastal risks plans of Charente Maritime. The methodology implemented and the results obtained are presented in this article.

Introduction

Le 28 février 2010, la tempête Xynthia a frappé l'Europe causant la mort de 53 personnes en France et d'importants dégâts matériels sur la façade atlantique, de Saint-Fort sur Gironde aux Sables d'Olonne. Le département de la Charente-Maritime a été particulièrement impacté par cette catastrophe qui a touché plus de 300 km de côtes. Les inondations consécutives à la tempête Xynthia de février 2010 ont mis en évidence les limites de la politique de prévention du risque de submersion marine menée jusqu'alors. Le cadre méthodologique définissant la prise en compte du risque datant de 1997, est actuellement en cours de révision. Les services de l'Etat ont, via la circulaire du 27 juillet 2011 fixés les grands principes qui doivent régir la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques littoraux (PPRL). Ceci est particulièrement important, dans le contexte actuel d'accélération de l'élaboration des plans de prévention des risques littoraux.
ARTELIA a été missionné par la Communauté d'Agglomération de La Rochelle (CDA) et par la Direction Départementale des Territoires et de la Mer de la Charente-Maritime (DDTM 17) pour la réalisation d'une étude visant à

déterminer l'aléa de submersion marine sur une partie de son territoire, intégrant la prise en compte de ce nouveau cadre méthodologique.
La démarche mise en œuvre, les outils développés et leur exploitation sont détaillés.

Submersions marines : les phénomènes physiques en jeu

Les submersions marines sont générées par la combinaison de différents facteurs liés entre eux pour certains et indépendants pour d'autres. On peut ainsi considérer que ces submersions sont issues du croisement du niveau d'eau statique à la cote, de la houle à la cote et du système de protection littorale.

Evolution du niveau d'eau à la cote
Le niveau d'eau à la cote se compose :

- de l'évolution du niveau de la marée astronomique au large,
- de la déformation de l'onde de marée sous l'effet de la bathymétrie et de la nature des fonds marins,
- d'une chronique de surcotes/décotes au large, générées essentiellement par le passage des anticyclones et des dépressions (on parle alors de surcote/décote atmosphérique),
- de l'action du vent sur le plan d'eau,
- de l'action de la houle sur les courants de marée.

La combinaison de l'ensemble de ces paramètres génère le niveau « statique » à la côte.

Houle à la cote
La houle à la côte résulte de l'influence:

- des conditions de houle au large,
- de la propagation de la houle et des phénomènes de réfractions sous l'influence des fonds,
- de l'action du vent sur le plan d'eau,
- de l'influence du niveau d'eau (et des hauteurs d'eau associées) et des courants de marée.

Le système de protection
Le système de protection est soit naturel (cordon dunaire, …), soit anthropique (digue, murets béton, …). Il se définit par ses caractéristiques physiques (pentes des talus, cote de crête,…).
Si le niveau statique est supérieur à la cote de crête des protections, une submersion par surverse de la protection est observée. Ce phénomène est comparable aux débordements fluviaux par-dessus les digues d'un fleuve. Il est très fortement sollicitant pour les ouvrages de protections non conçus pour cela, ce qui se traduit souvent par l'apparition de brèches au niveau de ces derniers, voire par la destruction complète d'un linéaire important de la protection. Ce débordement par surverse et déferlement est également appelé «overflowing».
La houle à la côte entraîne des débordements par-dessus les protections, sans que le niveau d'eau statique ne soit forcement supérieur au niveau de la crête de la protection. Ce débordement par «paquets de mer» est également appelé «overtopping».
Le système de protection peut donc être considéré comme une « interface » entre la partie maritime et la partie terrestre ; c'est au niveau de celui-ci que les débits et volumes d'eau provenant de la partie maritime et rejoignant la partie terrestre sont déterminés.

Objectif de l'étude

L'objectif de l'étude lancée par la CDA et la DDTM17 et confiée à ARTELIA est de disposer d'un modèle numérique permettant de représenter de manière fidèle le comportement hydrodynamique observé dans la zone littorale, et notamment la submersion des protections et la propagation des écoulements dans la partie terrestre du territoire de la Communauté d'Agglomération de La Rochelle (CDA).
L'exploitation de ce modèle devra permettre une meilleure connaissance et appréhension des mécanismes de submersion marine, ce qui permettra, à travers l'étude de différents scénarios de disposer d'une analyse du risque submersion marine à l'échelle du territoire. Cette analyse permettra notamment de répondre aux questions suivantes: quels sont les secteurs actuellement correctement protégés, quels sont les secteurs les plus vulnérables, quels secteurs protégés seraient concernés par une inondation conséquente en cas de défaillance des protections, … ?
Ces analyses permettront alors de déterminer et cartographier les aléas qui serviront de base aux futurs PPRL de la partie nord du département de Charente-Maritime.

Mise en œuvre de l'outil

Afin de répondre aux objectifs de l'étude confiée à ARTELIA, un outil de modélisation permettant la représentation réaliste des phénomènes de submersion marine sur le territoire littoral de la Charente-Maritime est à mettre en œuvre. Cet outil doit représenter les caractéristiques hydrauliques spécifiques aux submersions marines : conditions hydrodynamiques pour la partie maritime, propagation de la houle jusqu'à la cote, détermination des débits de submersion par surverse et par paquets de mer au niveau du système de protection, propagation dynamique des écoulements sur les parties terrestres,…

Choix de l'outil de modélisation
La représentation fine des phénomènes de submersion à l'aide d'un outil de modélisation nécessite donc la parfaite représentation de l'ensemble des facteurs décrits précédemment afin de s'approcher au mieux de la réalité physique du phénomène à étudier.

La nécessité de représenter, pour la partie maritime, la propagation de la houle depuis le large jusqu'à la cote et l'hydrodynamique des écoulements, l'interaction houle-courant et la nature des phénomènes hydro-météorologiques à considérer (influence du vent notamment) font des modèles numériques 2D les outils les mieux adaptés à la représentation de ces phénomènes.
L'étendue de la partie terrestre de la zone d'étude et la complexité résultant de la densité des réseaux routiers en remblai, des réseaux de drainages, la plupart endigués et les phénomènes locaux à représenter à proximité des ouvrages de protections franchis, notamment en cas de rupture de ceux-ci, imposent une représentation très fine de la structure topographique de la partie terrestre. En effet, celle-ci joue un rôle très fort sur le comportement hydrodynamique de la propagation des débordements à l'intérieur des terres. Ceci oriente le choix d'une modélisation basée sur la technique des éléments finis, adaptées à la représentation des topographies complexes.
Ces contraintes, combinées à notre maîtrise de l'outil, nous ont conduits à retenir le système de modélisation TELEMAC pour représenter des phénomènes de submersion marine sur le secteur de la CDA.

Présentation du système logiciel
Les différents modules de simulation du système TELEMAC utilisent des algorithmes performants basés sur la méthode des éléments finis. La zone d'étude est discrétisée sous forme d'un maillage 2D non structuré à éléments triangulaires ce qui permet un raffinement local de la grille de calcul au niveau des zones d'intérêts. Ce type de maillage triangulaire non structuré permet de représenter de manière détaillée toutes les éléments structurants (routes, fossés, digues, …) par raffinement local, sans contraindre la taille du maillage dans les autres secteurs (en particulier la zone marine). Ceci permet de ne pas augmenter de manière importante le nombre de points du maillage et les temps de calcul.
Le système TELEMAC est un puissant outil intégré de modélisation dans le domaine des écoulements à surface libre, intégrant des modules spécifiques aux calculs hydrodynamique (TELEMAC-2D) et de propagation de houle (TOMAWAC).
TELEMAC-2D permet de simuler la dynamique des écoulements bidimensionnels à surface libre par résolution des équations de Barré de Saint-Venant à l'aide de la méthode des éléments finis sur une grille de calcul à éléments triangulaires (maillage). Ce logiciel calcule donc la hauteur d'eau et la vitesse horizontale moyennée sur la verticale.
TOMAWAC modélise la génération et la propagation des états de mer du domaine océanique jusqu'aux zones côtières. Il calcule l'évolution en espace et en temps du spectre directionnel d'énergie des vagues pour des conditions de mer variées et complexes : houles océaniques, clapots, états de mer à plusieurs pics en directions et/ou en fréquences.
A partir du spectre directionnel d'énergie des vagues (action d'onde de l'état de mer), le logiciel détermine, par la méthode des éléments finis et en tous points du maillage, les caractéristiques de l'état de mer : hauteur significative spectrale, direction moyenne de provenance, fréquences moyenne et de pic, étalement directionnel moyen, contraintes de radiation, etc. Le spectre directionnel des vagues est décomposé en un nombre fini de fréquences et directions de propagation, ce qui permet une description fine de la répartition spectro-angulaire de l'énergie des vagues. Les conditions de vent, mais aussi de courant et de niveau de la mer, peuvent varier au cours du temps, ce qui permet de simuler dynamiquement les états de mer à l'échelle d'une tempête ou sur plusieurs mois, voire plusieurs années.
Tous les algorithmes de la chaine système-logiciel TELEMAC sont rassemblés dans une bibliothèque unique commune à tous les codes de calculs, ce qui facilite l'utilisation des différents logiciels et facilite le passage d'un logiciel à l'autre et permet notamment le couplage interne ou externe entre les différents modules. Le système TELEMAC étant « open-source », il est possible d'accéder et de modifier l'ensemble des sous-programmes propres à chaque code de calculs de façon à répondre aux besoins spécifiques : imposition des conditions initiales ou de conditions aux limites complexes, introduction de nouvelles fonctions, couplage avec d'autres systèmes de modélisation,…

Module « Système de protection »
Le linéaire de protection sur le secteur d'étude est très hétéroclite aussi bien concernant les types de protections (naturelles : cordons dunaires,… ou anthropiques : murets, digues en enrochements, digues en terre…) que les niveaux de protection observés.
On note également la présence de nombreux points bas, de largeur très diverses (parfois de l'ordre de 1,0 m), par lesquels peuvent transiter les volumes de débordement importants. Il est donc très important que la modélisation mise en œuvre permette de correctement tous les représenter.
La représentation des protections littorales à partir de la fonctionnalité de base du logiciel nécessite un maillage présentant le même nombre de maille en amont et en aval de chaque ouvrage représenté. La représentation de l'ensemble des protections de l'aire d'étude, et surtout des zones les plus basses, nécessiterait donc un raffinement excessif du maillage pour représenter l'ensemble de la diversité altimétrique réelle du système de protection au regard du temps disponible pour l'étude.

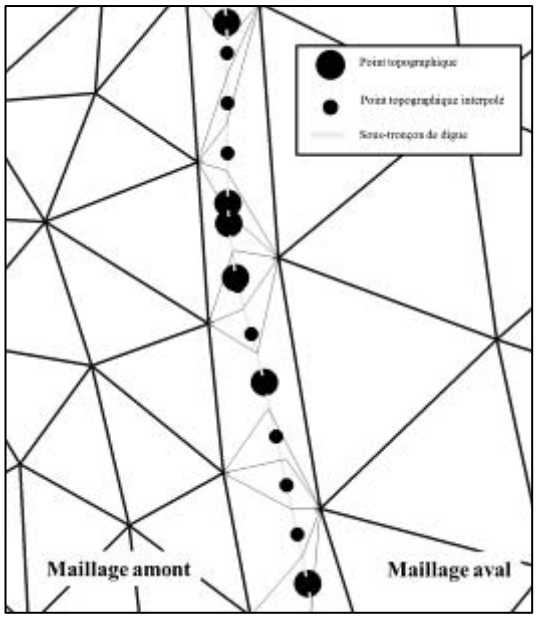


FIGURE 1 : ASSOCIATION DES SOUS-TRONÇONS AUX POINTS AMONT ET AVAL

Ceci a conduit ARTELIA à développer des fonctionnalités spécifiques et à mettre en œuvre de nouvelles méthodologies pour appréhender l'ensemble des phénomènes en jeu et répondre aux objectifs de l'étude.

Ces développements doivent permettre de répondre aux besoins suivants :

- représentation de l'altimétrie du système de protection à l'échelle spatiale des données topographiques disponibles : l'ensemble des points des levés topographiques des protections disponibles doit être intégré, ce qui permettra de représenter l'ensemble des points bas constituant les premières entrées d'eau vers les secteurs terrestres en arrière,
- définition de résolutions spatiales distinctes pour les secteurs amont et aval des protections, ce qui se traduit par la déconnexion des secteurs terrestre et maritime,
- calcul des débits de surverse et de franchissement des digues supposées intègres,
- transfert de ce débit entre l'amont et l'aval des ouvrages.

Pour cela, un développement d'un module spécifique a été réalisé afin d'intégrer ces principes dans les calculs hydrodynamiques réalisés par TELEMAC-2D. Il nécessite deux maillages distincts, le premier pour représenter la partie maritime et le second pour représenter la partie terrestre.
Ce développement suit les étapes suivantes :

- discrétisation du profil de protection à une échelle spatiale inférieure à l'échelle de description topographique des protections. Cette échelle de discrétisation est indépendante de la taille des mailles du modèle,
- association pour chaque sous-tronçon d'un point amont et d'un point aval, appartenant chacun à la frontière d'un maillage distinct.

Puis à chaque pas de temps de calcul et par sous-tronçon de protection défini, les étapes suivantes sont suivies :

- calcul du débit de surverse (overflowing) en fonction de la cote altimétrique de crête du tronçon et des niveaux d'eau aux points amont et aval associés au tronçon à partir des lois de seuils classiques,
- calcul de débit de franchissement (overtopping) en fonction du niveau d'eau et des caractéristiques de la houle (hauteur significative et période) au point associé aux tronçons amont et des caractéristiques de la protection (pente du talus et topographie de la crête),
- détermination des débits passant par ajout des deux débits précédemment calculés,
- transfert de ce débit depuis le point amont vers le point aval.

L'interface « Système de protection » assure la communication hydraulique entre deux maillages déconnectés à travers le calcul des débits de surverse et de franchissement, ainsi que par l'intégration des exutoires des différents systèmes de ressuyage.

Elle présente les avantages suivants:

- déconnection des maillages amont et aval (côté mer et côté terre) des protections, ce qui permet d'avoir des tailles de mailles différenciées entre les maillages amont et aval. La densité des points de calculs n'est augmentée quau niveau des secteurs d'intérêt. Dans notre cas, la zone maritime, présentant peu de variations spatiales à petite échelle concernant les caractéristiques topographiques et hydrauliques, est représentée avec une densité spatiale de points de calcul moindre que celle retenue pour la représentation de la partie terrestre au niveau de la zone d'étude,
- possibilité de représenter des scénarios de prise en compte du système de protection sans reprise du maillage. Dans cette étude, différents scénarios de défaillance des protections, un scénario de suppression totale des protections et un scénario de renforcement des protections seront réalisés à partir du même maillage,
- possibilité de représenter des scénarios de rupture dynamique des protections en cours de calcul. Le module permet de fixer l'instant de début de création de la brèche (il peut également être défini à partir du moment de surverse), la vitesse d'abaissement de la crête de la protection et le niveau final de la protection.

Méthodologie
Pour représenter les submersions littorales, la méthode suivante est retenue :
La houle n'est calculée que sur la partie maritime de l'aire d'étude. Pour cela, les deux étapes suivantes sont engagées afin de tenir en compte de l'influence hydrodynamique sur la propagation de la houle à la cote.

A. Détermination de l'hydrodynamique sans prise en compte de la houle

Un premier calcul hydrodynamique est réalisé à l'aide de TELEMAC-2D. Ce calcul intègre les paramètres physiques suivants :

- la marée astronomique, reconstituée à la frontière maritime du modèle à partir des données du modèle de marée mondial FES2004,
- la surcote astronomique, basée sur la méthode du baromètre inversée, et variant dans le temps au niveau de la frontière maritime du modèle,
- l'influence du vent sur l'hydrodynamique. Les caractéristiques du vent (intensité et direction) imposées ont été reconstituées à partir des relevés de des stations météorologiques de La Rochelle et de Chassiron (île d'Oléron). Le vent est imposé en première approche de manière uniforme spatialement.

B. Définition des champs de propagation de la houle

Un calcul de propagation de la houle depuis le large jusqu'au littoral est ensuite engagé avec TOMAWAC. Le calcul intègre pour cela les paramètres suivants :

- évolution temporelle des caractéristiques de la houle à la frontière maritime du modèle (hauteurs significatives, périodes et directions),
- influence du vent sur la propagation de la houle :les chroniques de vent imposées ici sont identiques à celles retenues pour le calcul hydrodynamique présenté précédemment,
- influence de l'hydrodynamique sur la propagation de la houle. Les champs de courants et de hauteurs d'eau issus du calcul précédent sont repris pour cela.

L'intégration des contraintes hydrodynamiques est un élément important pour correctement caractériser les caractéristiques de la houle en zone littorale et donc au niveau du système de protection. Celle-ci est en effet très fortement influencée par les hauteurs d'eau en zone d'eau peu profonde. Les courants de marées importants peuvent également jouer un rôle sur le comportement de la propagation de la houle.

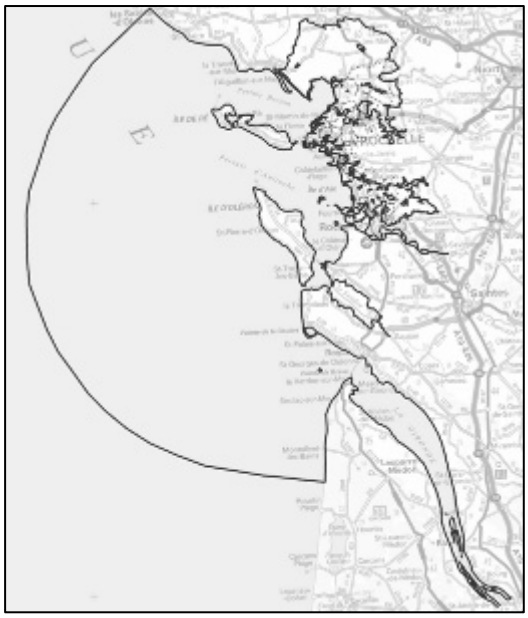


FIGURE 1 : EMPRISE MODÉLISÉE

Un dernier calcul est alors réalisé à l'aide du modèle complet (maritime + système de protection + modèle terrestre). C'est ce calcul qui constitue le calcul de la dynamique de la submersion marine du territoire d'étude.

C. Détermination de la chronique de submersion marine

Pour ce calcul, l'hydrodynamique coté maritime reprend l'ensemble des paramètres physiques intégrés dans le premier calcul (cf. *A. Détermination de l'hydrodynamique sans prise en compte de la houle*) auxquels se rajoutent la prise en compte de l'influence de la houle. Les évolutions temporelles et spatiales des contraintes de radiations sur l'ensemble de la partie maritime sont reprises du calcul de propagation de houle (cf. *B. Définition des champs de propagation de la houle*).
La houle influe, via les contraintes de radiation associées, sur l'hydrodynamique maritime.
Dans ce calcul, l'interface « Système de protection » considère, à chaque pas de temps, les niveaux d'eau calculés cotés maritime et terrestre, ainsi que les conditions de houle associées pour le calcul des débits de surverse et de franchissement.
La propagation des volumes débordés s'effectue dans la partie terrestre de manière « classique » pour les calculs hydrodynamiques à surface libre.

Modèle mis en œuvre

Emprise de la zone modélisée
Le modèle maritime s'étend à environ 80 km au large des côtes, au-delà de l'isobathe -50,0 m NGF IGN69.

La limite nord se situe au niveau des Sables d'Olonne en Vendée et la limite sud au niveau de Vendays-Montalivet, au sud de l'estuaire de la Gironde.

L'ensemble de la façade océanique de la région Poitou-Charentes est ainsi couverte par le modèle maritime.
Les principaux fleuves côtiers sont intégrés dans l'emprise du modèle hydrodynamique. Il s'agit du Lay, de la Sèvre Niortaise, de la Charente, de la Seudre, de la Garonne et la Dordogne qui donnent naissance à l'estuaire de la Gironde en aval du bec d'Ambés.

Ce choix permet de s'assurer que les différents phénomènes hydrodynamiques sont correctement représentés par le modèle mis en œuvre et notamment l'influence des volumes oscillants de ces fleuves sur l'hydrodynamique des Pertuis.

L'intégralité du territoire de la CDA susceptible d'être inondé pour la configuration à étudier la plus pessimiste est intégrée dans l'emprise du modèle terrestre mis en œuvre. L'emprise terrestre repose essentiellement sur la ligne de niveau 6,0 m NGF.
Cette limite implique la représentation de superficies très importantes, notamment sur les parties nord et sud du territoire de la CDA. Ces zones, bordant les estuaires de la Charente et de la Sèvre Niortaise, correspondent à de vastes territoires de marais qui constituaient avant la poldérisation, des anciens golfes exutoires de ces rivières.

Maillages
Les maillages des parties maritime et terrestre sont réalisés par la méthode aux éléments finis. Ils constituent une représentation schématique de la réalité. Du fait de cette schématisation, sa construction est une étape essentielle de la réalisation d'une étude de modélisation hydraulique. Il est en effet indispensable que le maillage intègre et représente de manière la plus fidèle possible la réalité du terrain, et ce plus spécifiquement au niveau des éléments structurants, que constituent les particularités topographiques, naturelles ou non, ayant une influence sur le comportement des écoulements. Sur le secteur d'étude, les éléments structurants sont nombreux et divers : routes en remblais, voies ferroviaires, secteurs remblayés, canaux endigués,….
Le maillage du modèle global mis en œuvre est composé de 163 200 nœuds de calculs (23 600 pour la partie maritime et 139 600 pour la partie terrestre).
La taille des mailles du maillage maritime varie de 5 km au large à moins de 300 m entre les îles et la côte. Au niveau des Pertuis Bretons et de Maumusson, la taille des mailles est de l'ordre de 100 mètres.
Le maillage du modèle maritime a été contraint de manière à représenter correctement les sections hydrauliques des nombreux chenaux et bancs existants sur ce secteur. En effet, les fonds des pertuis étant très faibles, le rôle hydrodynamique joué par les chenaux est d'autant plus important. Cette méthode permet donc la parfaite représentation de l'effet de canalisation des écoulements observé au niveau des pertuis au flot et au jusant.
Pour la partie terrestre, les tailles des mailles sont comprises entre 25 mètres le long de la frange littorale à 100-250 mètres dans les marais éloignés. Le maillage a été contraint au niveau de l'ensemble des éléments structurants recensés sur l'aire d'étude. Les mailles peuvent atteindre 800 mètres dans les marais de Vendée au nord de la Sèvre Niortaise. Ces secteurs, composés essentiellement de grands marais, se situent en dehors de la zone d'étude. Ils sont représentés afin d'intégrer dans les calculs l'influence des débordements importants vers ces territoires sur l'hydrodynamique globale, sans chercher à détailler le comportement local observé.

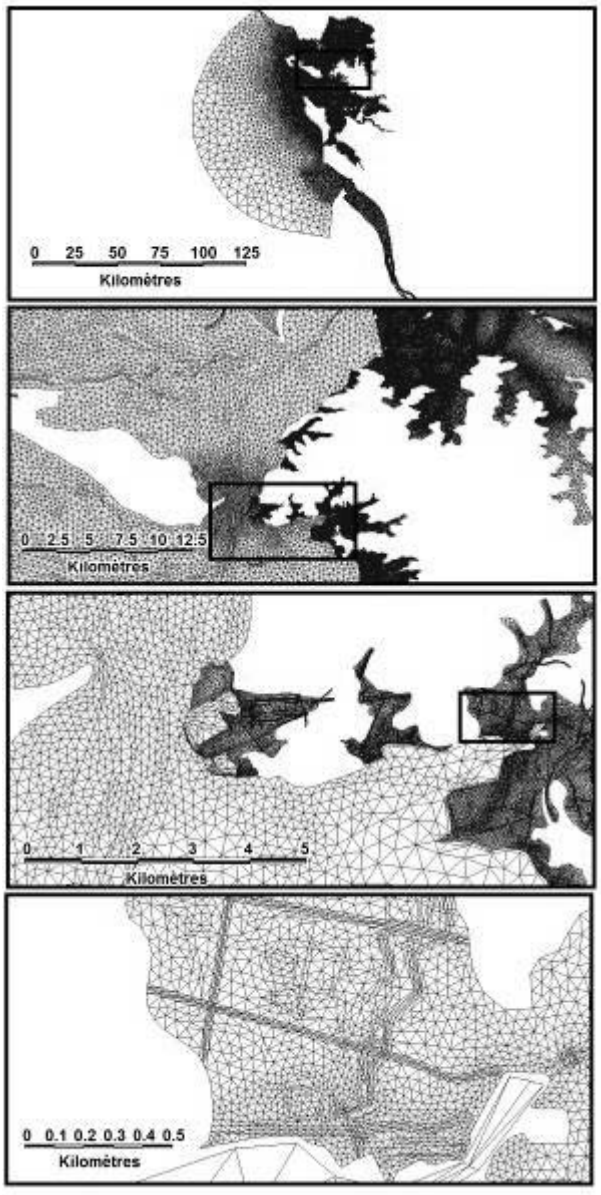


FIGURE 2 : MAILLAGE

Bathymétrie – Topographie – Crête des protections
La bathymétrie de la partie maritime du modèle est issue des cartes du SHOM (service hydrographique et océanographie de la Marine) disponibles sur le secteur, complétée par les levés bathymétriques du Conseil Général de la Charente-Maritime au niveau des zones côtières.
La topographie de la partie terrestre du modèle est issue de l'interprétation et de l'exploitation des données LIDAR (source Litto-3D) du secteur d'étude.
La topographie des crêtes des protections est issue des levés de géomètre réalisés suite à la tempête Xynthia. Ces éléments ont été complétés sur les secteurs manquants par des données transmises par la CDA en cours d'étude.

Représentation du système de protection
Le modèle mis en œuvre intègre plus de 100 km de linéaire de protection représenté à l'aide du module « Système de protection ».
Ce linéaire est défini par plus de 1 800 points topographiques. La densité moyenne de ces points (1,7 points/100ml de protection) n'est pas représentative, car d'importants linéaires en dehors de la zone d'étude ont été représentés de manière schématique. Au niveau de la zone d'étude, l'altimétrie du système de protection est représentée par une densité moyenne de 10 à 50 pts/100ml selon les secteurs.

Calage
Dans un premier temps, le calage a été réalisé pour des marées théoriques, par comparaison des prédictions du SHOM aux ports de référence de la zone et des résultats de modélisation.
Dans un second temps, la représentation des deux évènements hydro-météorologiques d'importance de ces dernières années, les tempêtes Martin (décembre 1999) et Xynthia (février 2010) a permis la comparaison entre les résultats de modélisation et les enregistrements de l'ensemble des marégraphes de la zone d'étude (La Rochelle, Rochefort, La Côtinière, le Verdon et Royan). Celle-ci a montré la bonne représentation de l'évolution des niveaux d'eau coté maritime par l'outil mis en œuvre pour des évènements de type tempête.
Le modèle est ensuite calé par comparaison à l'ensemble des observations réalisées au cours ou à la suite de la tempête Xynthia, de manière à s'assurer de sa bonne représentativité des conditions hydrauliques côté maritime et côté terrestre.
Dans le cadre de la représentation de la tempête Xynthia, l'altimétrie du système de protection a été localement modifiée afin de correspondre au mieux à la configuration des digues existante lors de cette tempête. En effet, les travaux réalisés en urgence après l'événement se sont accompagnés de la rehausse ou de l'uniformisation du niveau de protection sur certaines zones du territoire (secteurs de Charon et d'Yves notamment).

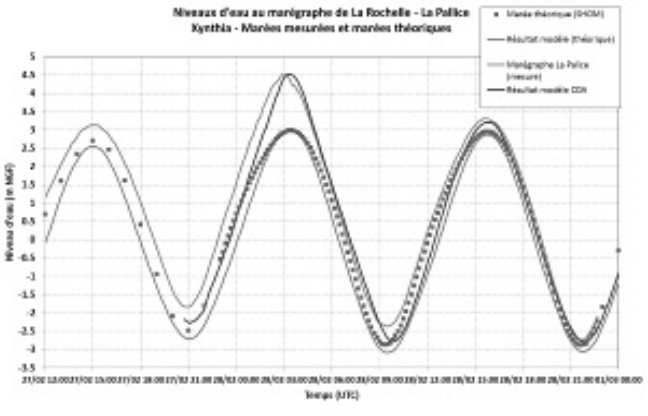


FIGURE 3 : CALAGE (EXTRAIT)

En plus des paramètres hydro-météologiques associés à la tempête, nous avons dû reconstituer la chronique des défaillances du système de protection observées au cours de cet évènement. Ces défaillances ont été définies sur la base du recensement figurant dans le Retour d'Expérience de la tempête Xynthia, réalisé par les services de l'Etat (REX). Elles ont été un des paramètres d'ajustement lors de la phase de calage du modèle terrestre.

Le calage de la partie terrestre a ensuite été mené par comparaison des informations recueillies dans le cadre du REX réalisé par les services de l'Etat et des résultats de modélisation. Ceci a consisté notamment à la comparaison des niveaux d'eau maximaux modélisés avec les laisses de mer recueillies (plus de 400 sur le territoire d'étude).
Les emprises des zones inondées modélisées et de celles relevées ont été comparées. Les dynamiques d'écoulements modélisés ont été confrontées avec les expériences des élus et des riverains, pour les secteurs pour lesquels la connaissance était disponible.

Le tableau suivant présente, par territoire communal, une synthèse des écarts obtenus entre les observations et le résultat de la modélisation.
Malgré la grande disparité des informations recueillies suite à Xynthia, le modèle fournit un écart absolu moyen d'environ 25 cm par rapport aux observations au niveau du secteur terrestre.
Le modèle représente correctement les niveaux d'eau maximaux sur l'ensemble de la zone d'étude. L'emprise des secteurs inondés est correctement représentée par le modèle sur l'ensemble du territoire d'étude.

Compte tenu des imprécisions sur les données initiales :
- connaissance de la topographie précise des crêtes des protections existantes lors de l'événement,
- chronologie des défaillances dans les ouvrages de protection au cours de la tempête,

qui influent sur les volumes ayant débordés vers les zones terrestres et en prenant en compte :

- le fait que le modèle mis en œuvre ne permet pas de représenter les effets hydrauliques locaux (murets, embâcles, bâtiments non modélisés, ….),
- les imprécisions (fiabilité) sur certaines laisses de mer,

l'ensemble des analyses menées et détaillées dans les paragraphes précédents ont permis de considérer que le modèle ainsi calé est validé pour la représentation des événements hydro-météorologiques importants générant des problématiques de submersion marine sur le territoire de la CDA.

TABLEAU 1 : COMPARAISON ENTRE LES MESURES ET LES RÉSULTATS

Communes	Nombre total	% de laisses exploitées	Moyenne	Moyenne (abs)
Andilly	2	100	-0.03	0.24
Angoulins	33	97	0.09	0.13
Aytré	44	98	0.04	0.20
Charron	35	100	-0.01	0.22
Chatelaillon	64	84	-0.17	0.23
Esnandes	26	100	0.15	0.21
La Rochelle	111	77	-0.43	0.52
L'Houmeau	18	94	-0.14	0.16
Marans	7	86	-0.02	0.17
Marsilly	18	94	-0.06	0.22
Nieul	37	95	0.03	0.16
Saint Ouen d'Aunis	1	100	0.00	0.00
Villedoux	2	100	-0.04	0.04
Yves	53	100	-0.03	0.16
Total	**451**	**91**	**-0.11**	**0.26**

La phase de calage a permis de souligner les points suivants :

- le module « Système de protection » remplit parfaitement les objectifs assignés et fourni des résultats cohérents avec les observations sur l'ensemble du territoire d'étude,
- il permet une bonne représentation des secteurs « hauts » inondés, c'est-à-dire les secteurs situés au-dessus du niveau d'eau statique et inondés uniquement par paquets de mer,
- le rôle très important des chroniques de défaillance des ouvrages de protection sur les caractéristiques des inondations en arrière (étendue des zones inondées et hauteurs d'eau atteintes).

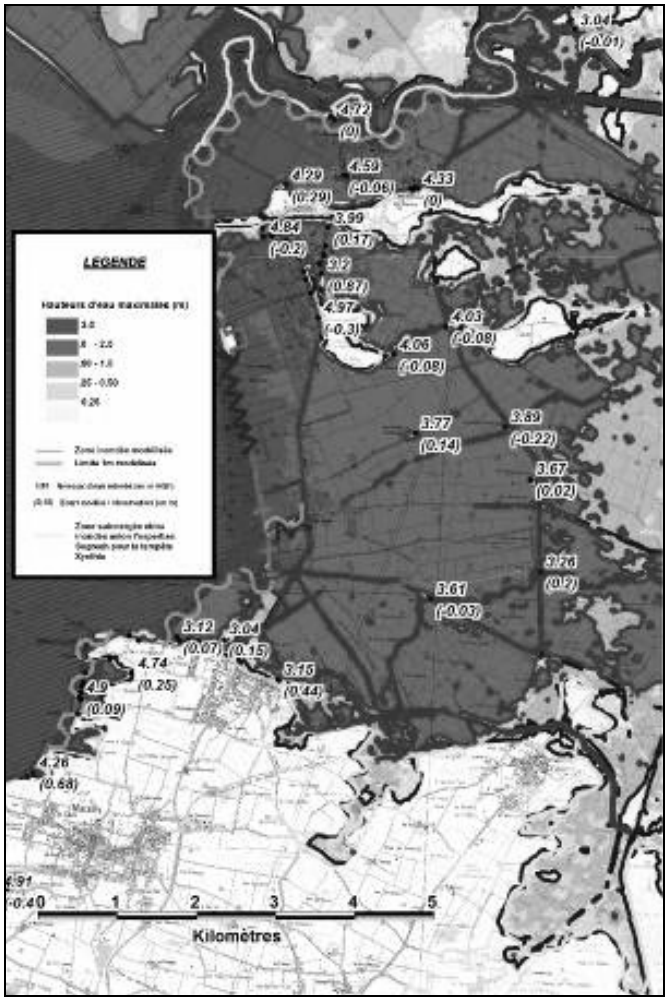


FIGURE 4 : CALAGE (EXTRAIT)

Exploitation du modèle de submersion

Une fois le modèle calé et validé, c'est-à-dire que sa représentativité des phénomènes de submersion est conforme aux observations, le modèle est exploité : plusieurs évènements hydro-météorologiques sont confrontés à différents scénarios concernant le système de protection et les résultats obtenus sont analysés.

L'exploitation du modèle permet notamment d'identifier les parties du territoire particulièrement vulnérables aux submersions marines et de déterminer les secteurs protégés par les protections littorales existantes. La méthodologie d'exploitation suit les recommandations de la circulaire ministérielle de juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les plans de prévention des risques naturels littoraux.

Les résultats de modélisation permettent enfin à déterminer et cartographier les aléas qui serviront de base au futur PPR Submersion Littorale « Nord du département ».

Aléas de référence à retenir

Pour un territoire donné, les aléas submersion marine résultent de la combinaison d'un évènement hydro-météorologique et d'une configuration du système de protection. Cette configuration intègre les possibles défaillances de ce système de manière à prendre en considération le risque existant en arrière des digues en cas de rupture de celles-ci.

La circulaire définie deux aléas comme base des futurs PPRL qui réglementeront l'urbanisation dans les zones littorales submersibles. Ces aléas intègre les problématiques de changement climatique et leurs conséquences sur l'élévation du niveau marin. Ces aléas sont :

- l'aléa « de référence », défini à partir de l'événement « météorologique » auquel il faut rajouter une valeur de 0,20 m constituant la première étape de prise en compte du changement climatique,
- l'aléa « 2100 », basé sur l'hypothèse pessimiste de l'ONERC, qui correspond à une augmentation de 60 cm du niveau marin à l'horizon 2100. Cet aléa est défini à partir de l'évènement « météorologique » auquel on rajoute 60 cm.

A. Evènements hydro-météorologiques à considérer

L'événement « météorologique » à retenir est l'événement historique le plus fort ayant affecté le territoire. Toutefois, il est précisé que cet événement doit être caractérisé en termes de période de retour et qu'il doit être au moins centennal. Si ce n'est pas le cas, un événement centennal devra être identifié et pris en compte.

Sur le territoire de la CDA, la tempête Xynthia s'avère être le plus fort événement vécu ou du moins connu, en regard des documents consultés ou des archives analysées.

La cote maximale atteinte pour cet événement est de 4,51 m NGF au marégraphe de La Pallice (La Rochelle). Ce niveau est à comparer au niveau d'occurrence centennal de 3,85 m NGF identifié récemment par le SHOM, dans une analyse statistique intégrant cet événement dans les échantillons de mesures utilisés.

La tempête Xynthia présente une période de retour supérieure à 100 ans au niveau de La Rochelle. Cet événement est donc retenu comme événement « météorologique » pour la définition des aléas submersion marine du territoire de la CDA.

B. Prise en compte du système de protection

Une analyse spécifique du système de protection a été menée dans le cadre de l'étude sur la base d'un cheminement terrestre réalisé sur l'ensemble du linéaire de protection du secteur d'étude.

Elle a permis le découpage du linéaire de protection en 107 secteurs homogènes. La forme de la protection, ainsi que son état visuel ont été caractérisés pour chaque tronçon et synthétisés sous la forme de fiches spécifiques.

Une analyse croisée entre la submersibilité de chaque tronçon pour l'évènement « de référence » et pour l'évènement « 2100 », l'aspect visuel et les matériaux constitutifs de la protection a permis de définir le caractère « pérenne » ou non au sens de la circulaire de chaque tronçon. Ce caractère permet de définir, pour chaque tronçon, le type de défaillance à intégrer dans les scénarios à modéliser pour définir les aléas submersion marine (pas de défaillance, brèches de 100 m de long ou ruine totale du tronçon).

La circulaire ne précise pas la dynamique de création des brèches ou ruines au cours du calcul. ARTELIA a donc engagé, sur un secteur spécifique (Aytré-Angoulins), des tests de sensibilité à l'instant de défaillance par rapport au niveau de pleine-mer en considérant un effacement instantané de 3,5 km de protection.

L'instant de survenue de l'arasement total de la protection (jusqu'à la cote du terrain naturel en arrière) influe de manière conséquente sur les volumes entrant à l'intérieur des terres et donc sur les niveaux d'inondation dans ces secteurs, mais également sur la dynamique des écoulements et sur les vitesses obtenues dans ces secteurs.

En regard de ces résultats de tests, les services de l'État et le comité technique ont retenu, après avis du CETMEF, les principes suivants pour les scénarios de défaillance à modéliser :

- ruine ou brèche se produisant une heure avant la pleine mer en tout point du linéaire,
- ruine ou brèche se produisant instantanément dans le calcul,
- prise en compte après ruine ou brèche de la cote du terrain naturel ou de la route située immédiatement en arrière de la protection initiale.

Rendus

Les rendus de l'étude ont essentiellement consisté à la production de cartographies de l'interprétation des résultats de modélisation à une échelle cadastrale, requise pour leur future application réglementaire.

A. Cartographie des hauteurs d'eau maximales

Pour les deux scénarios alliant conditions hydro-météorologiques et prise en compte de la protection décrites précédemment, les résultats détaillés de modélisation ont permis de réaliser un MNT décrivant le plan d'eau maximal obtenu en tout point de calcul.

Les deux plans d'eau ainsi générés identifient donc les niveaux pour l'aléa de « référence » (Xynthia +20 cm et scénario de défaillance associé) et pour l'aléa « 2100 » (Xynthia +60 cm et scénario de défaillance associé).

Ces plans d'eau ont été comparés avec le MNT issu de l'exploitation du LIDAR (Litto-3D). La différence de ces deux MNT permet d'obtenir le MNT des hauteurs d'eau calculées en tout point de la zone d'étude à l'échelle de restitution spatiale du LIDAR (1 point/m²).

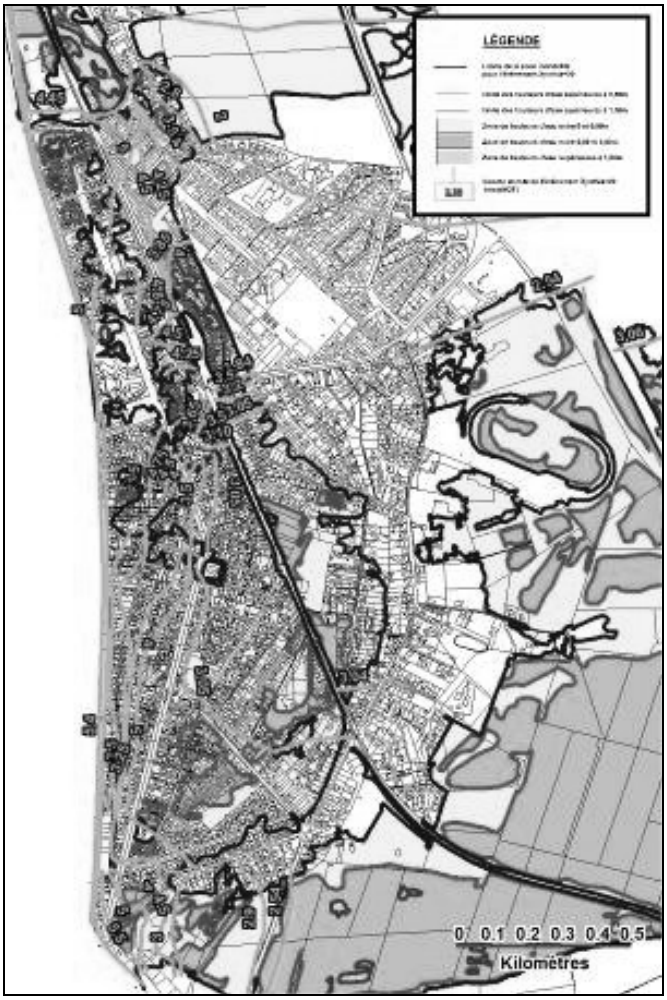


FIGURE 5 : CARTOGRAPHIE DES HAUTEURS D'EAU MAXIMALES (EXTRAIT)

Ces cartographies des hauteurs d'eau maximales sont beaucoup plus précises que celles issues du traitement brut de la modélisation, car elles sont basées sur une représentation spatiale de la topographie plus fine que la représentation topographique du modèle (1 m contre 10 à 25 m environ). Elles sont donc les seules à devoir être utilisées pour caractériser l'inondabilité réelle à l'échelle de la parcelle (en prenant bien évidemment en compte les limites techniques de la modélisation et notamment la non-prise en compte en tant qu'obstacles en dur des bâtiments dans la zone inondable).

B. Cartographie des vitesses d'écoulement maximales

Pour les deux scénarios les résultats du modèle ont été analysés afin de produire la cartographie des vitesses maximales à l'échelle cadastrale.

Compte tenu du fait que les bâtiments ne sont pas décrits dans le modèle comme des obstacles aux écoulements, la cartographie présentée doit être, dans les zones densément urbanisées, prise en compte comme identifiant ce paramètre à échelle globale et donc sans détailler les survitesses ou zones d'ombre qui pourraient être localement identifiées à proximité des bâtiments existants.

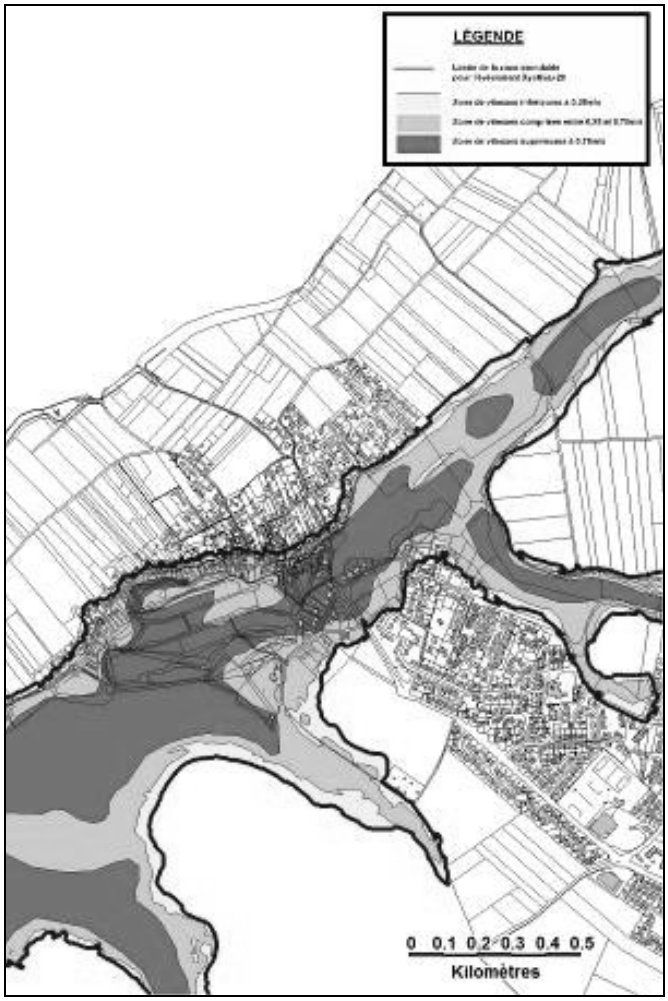


FIGURE 6 : CARTOGRAPHIE DES VITESSES MAXIMALES (EXTRAIT)

Compte tenu de la finesse du maillage, de la topographie locale souvent et de la dynamique des transferts d'eau dans le secteur, les cartographies des vitesses maximales ont dû, en de nombreux secteurs présentant de fortes variations topographiques, être moyennées et lissées afin de rendre compte au final des vitesses avec une vision globale adaptée

aux objectifs à atteindre de connaissance de ce paramètre sur le territoire.

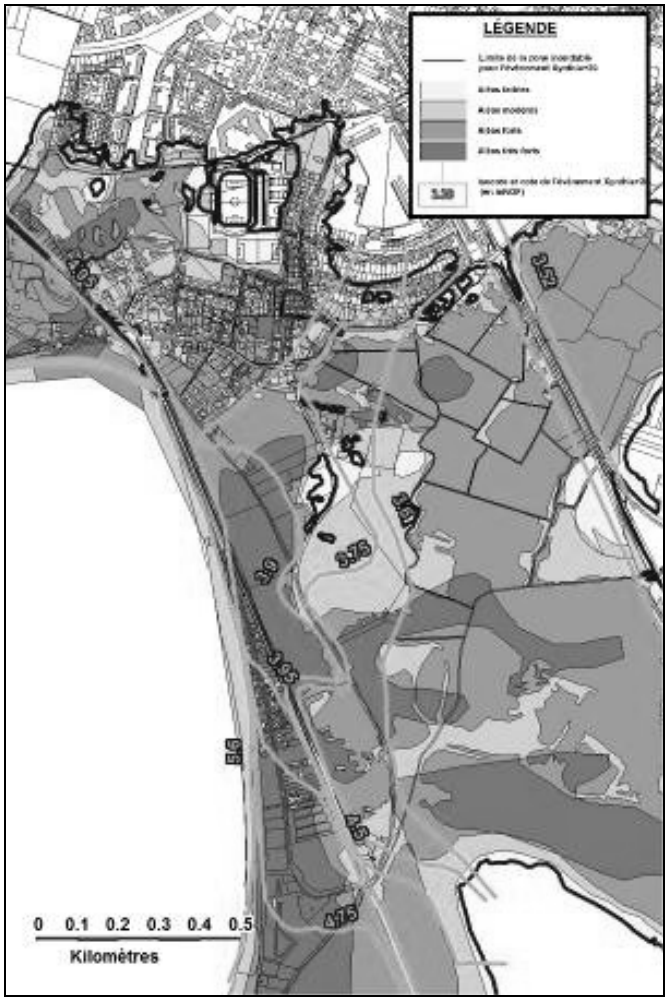


FIGURE 7 : CARTOGRAPHIE DES ALÉAS (EXTRAIT)

TABLEAU 2 : DÉFINITION DES CLASSES D'ALÉA

Vitesse (m/s) / *Hauteur (m)*	*0 à 0,25*	*0,25 à 0,75*	*Supérieure à 0,75*
0 à 0,5	Faible	Modéré	Fort
0,5 à 1	Modéré	Modéré	Fort
Supérieure à 1	Fort	Fort	Très fort

C. Cartographie de l'aléa de référence

Le tableau suivant, issu des directives nationales prises en considération par les services de l'État, identifie le croisement adopté pour décrire le territoire en termes d'aléa :

Les cartes finales présentent, à échelle cadastrale, les deux aléas « de référence » et « 2100 » identifiés par le croisement des hauteurs et des vitesses selon le tableau précédent.

Conclusion

Cette étude a permis la définition d'une nouvelle méthodologie adaptée au nouveau contexte réglementaire de prise en considération du risque submersion marine. La définition de cette méthodologie s'est accompagnée du développement d'un module spécifique au système logiciel TELEMAC permettant la représentation du système de protection bien plus poussée que celle intégrée dans la version de base du logiciel.

Ces développements ont pu être confrontés, dans le cadre de l'étude de définition des aléas submersion marine, à un cas d'application concret qui a permis de réaliser le calage et la validation de l'ensemble de la démarche mise en œuvre et des outils associés. Les résultats obtenus sont cohérents avec les observations terrain.

Le module « Système de protection » répond parfaitement aux objectifs initiaux fixés au moment de son développement, et l'importance de cette nouvelle représentation multi-échelle au sein du logiciel TELEMAC-2D s'accompagne d'un élargissement du champ d'action du logiciel.

Ce développement sera intégré dans les futures versions de TELEMAC-2D.

Quelques points de la méthodologie sont en cours d'amélioration :

- le couplage direct des calculs hydrodynamique et de propagation est intégré dans les versions récentes de TELEMAC. Sa prise en compte dans la méthodologie permettra de s'affranchir des calculs initiaux de détermination des conditions de houle,
- l'imposition spatiale des champs de vent et de pression est en-cours de réflexion. Elle permettra d'améliorer la représentativité des phénomènes observés sur la partie maritime du modèle.

La méthodologie et les outils présentés ici ont été repris avec succès dans le cadre de différentes études de submersion, dont celle concernant la révision des Plans de Prévention des Risques Littoraux pour l'ensemble des communes de l'Ile de Ré.

De l'EDD des digues en France aux travaux de l'ILH sur les mécanismes élémentaires et les scénarios de défaillance

From French EdD (levee hazard survey) to the ILH works on failure scenarios and individual deterioration and damage mechanisms

Rémy Tourment[1], Bruno Beullac[1], Yann Deniaud[2], Jonathan Simm[3], Michael Wallis[3], Michael Sharp[4], Reinhard Pohl[5], Hank van Hemert[6]

[1] Irstea, Centre d'Aix en Provence, 3275 route Cézanne, CS 40061,
13182 AIX EN PROVENCE Cedex 5, France,
e-mail: remy.tourment@irstea.fr & bruno.beullac@irstea.fr

[2]CETMEF, Technopôle Brest-Iroise, BP5 - 155 rue Pierre Bouguer, 29280 Plouzané,
e-mail: Yann.Deniaud@developpement-durable.gouv.fr

[3]HR Wallingford, Wallingford, Oxfordshire OX10 8BA, United Kingdom,
e-mail: J.Simm@hrwallingford.com & M.Wallis@hrwallingford.com

[4]USACE, Engineer Research & Development Center, 3909 Halls Ferry Road, Vicksburg, MS, 39180, USA,
e-mail: Michael.K.Sharp@erdc.dren.mil

[5]Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik,
George-Bähr-Straße 1, 01062 Dresden, Deutschland,
e-mail: reinhard.pohl@tu-dresden.de

[6]H&k Waterkeringbeheer BV, Gemini 68, 3769 KW SOESTERBERG, Netherlands,
e-mail: vanhemert@waterweren.nl

Résumé

Les activités liées au diagnostic des digues de protection, sont nécessairement liées à la notion de possible défaillance de ces ouvrages. Le résultat d'un diagnostic ou d'une analyse de risques dépend donc des modes de défaillance qui y sont pris en considération, ce qui plaide pour une démarche fiable de détermination et d'analyse de ces modes.

L'International Levee Handbook (ILH) est un projet international de rédaction d'un guide relatif à l'ensemble des aspects touchant aux digues de protection contre les inondations fluviales et les submersions marines. Le concept de « failure mode » y occupe une place centrale, celui-ci constituant le fil rouge de nombreuses de ses parties. Un travail spécifique sur ce sujet a ainsi été entrepris pour déboucher sur l'adoption d'un vocabulaire commun associé à une approche analytique des phénomènes liés aux défaillances de digues.

La méthodologie d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance proposée aboutit à la détermination des scénarios de défaillance envisageables pour les systèmes d'endiguement.

Cette communication présente successivement, dans le contexte décrit ci-dessus :

- le contenu du guide ILH, et son lien avec les défaillances de digue,
- la terminologie et la typologie adoptée dans ce projet pour décrire les défaillances de digues,
- une démarche d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance associée, permettant d'aboutir, sans a priori, à la détermination des scénarios de défaillance possibles sur un système donné de digues,
- le lien avec les études de dangers de digues.

Abstract

Activities related to the diagnosis and assessment of protection dikes are necessarily related to the possible failure of these levees. The result of an assessment or risk analysis depends on the considered failure modes, which calls for a reliable approach to identify and analyze these modes.

The ambitious international project to develop a guide covering all aspects of levees for protection against river floods and coastal flooding, the International Levee Handbook (ILH), quickly identified the topic of "failure modes" as a central and major subject running through many parts of the guide. Specific work on this subject has been undertaken and has resulted in the adoption of a common vocabulary, combined with an analytical approach of the phenomena related to levees failures.

The proposed analysis methodology for levee functions and failure modes leads to the determination of possible failure scenarios for levee system.

This paper present in succession, in the context described above:

- the contents of the ILH guide, and its link with levee failures,
- terminology and typology adopted in this project to describe levee failures,
- a functional analysis method and the associated analysis of failure modes, leading without a priori assumption to the determination of the possible failure scenarios or breaches in a given levee system
- the link with the French levee regulatory risk studies.

Introduction

Du fait de la menace qu'elles font peser, en cas de défaillance, sur les territoires qu'elles sont sensées protéger, les digues de protection contre les inondations constituent un enjeu central de la gestion des territoires concernés. En effet, de la maîtrise de leur sûreté de fonctionnement dépend notamment celle du risque d'inondation pour les zones qu'elles protègent.
La bonne connaissance de ces ouvrages et la justesse de leur diagnostic conditionne la qualité de leur gestion. Les activités liées au diagnostic des digues de protection, qu'il s'agisse d'une « simple » évaluation de leur performance ou bien d'une analyse de risques plus complète, telles les Études de Dangers réglementaires en France, sont nécessairement liées aux modes de défaillance possibles sur ces digues. La justesse du résultat d'un diagnostic ou d'une analyse de risques pour un système d'endiguement donné dépend donc de la qualité de l'identification des modes de défaillance envisageables pour celui-ci, ce qui plaide pour le développement d'une démarche fiable de détermination et d'analyse de la défaillance.

Classiquement, en France, quatre « modes de rupture » sont envisagés pour les digues fluviales (érosion par surverse, érosion interne, érosion externe, glissement de talus) [1]. Dans d'autres approches nationales ou spécifiques, cette liste de modes de rupture peut être légèrement différente (peut par exemple inclure le soulèvement hydraulique aval[1]). Les "modes de rupture" classiques s'apparentent le plus souvent à des scénarios de brèches qui enchaînent plusieurs mécanismes élémentaires et sont baptisés du nom du mécanisme initiateur ou prépondérant du scénario considéré. En effet, les ruptures d'ouvrages sont rarement le fait d'un seul mécanisme.

L'ambitieux projet international de rédaction d'un guide couvrant l'ensemble des aspects relatifs aux digues de protection contre les inondations fluviales et les submersions marines, International Levee Handbook (ILH), a rapidement identifié le sujet des « failure modes » comme un sujet central, fil rouge de nombreuses parties du guide. Ce terme anglais implique des ambiguïtés en français (failure = défaillance OU rupture) et un travail spécifique sur ce sujet a été nécessaire pour déboucher sur l'adoption d'un vocabulaire commun. Sur proposition d'Irstea qui avait commencé à élaborer une approche analytique des phénomènes liés aux défaillances de digues, ont ainsi été mis en évidence et définis les concepts de défaillance structurelle (conduisant à la brèche) et de défaillance hydraulique (conduisant à l'inondation).

L'analyse de la défaillance des systèmes d'endiguements peut paraître a priori déroutante du fait qu'elle doive prendre en compte des approches à la fois fonctionnelles et physiques. La démarche analytique proposée permet de clarifier cela, en intégrant les interactions entre dégradations ou défaillances de fonctions et détériorations ou ruines de composants physiques. Contrairement aux « modes de rupture » classiques, cette méthode d'analyse a pour objectif d'identifier tous les scénarios de défaillances structurelles et hydrauliques possibles pour un système d'endiguement donné, et non une collection prédéfinie de « modes de défaillance ».

L'analyse des modes de défaillance, tant structurelle qu'hydraulique, est facilitée par des tableaux d'exemples de mécanismes et de fonctions. Une distinction est faite entre mécanismes lents et rapides, comme entre défaillances lentes, soudaines ou binaires. La méthodologie proposée pour l'analyse fonctionnelle et l'analyse des modes de défaillance aboutit à la détermination des scénarios de défaillance envisageables, en fonction des composants du système d'endiguement.

Enfin, en conclusion, l'article explicite le lien qui existe entre son contenu et les études de dangers (EdD) de digues qui constituent une obligation réglementaire depuis le décret du 11 décembre 2007 sur la sécurité des ouvrages hydrauliques [2] précisé par l'arrêté du 12 juin 2008 [3] et par le guide de lecture du 16 avril 2010 [6]. L'EdD de digue relève d'une démarche d'analyse de risques au sein de laquelle les possibles modes de défaillance de digues jouent un rôle central puisqu'ils constituent la donnée sur laquelle repose l'estimation de l'aléa d'inondation par défaillance du système d'endiguement.

Les chapitres de l'ILH et leurs liens avec les modes de défaillance

L'ILH est un ambitieux projet international[2] de guide couvrant l'ensemble des aspects relatifs aux digues de protection contre les inondations fluviales et les submersions marines. Il est composé de dix chapitres dont

[1] voir " Les scénarios de défaillance structurelle "

[2] France, Royaume-Uni, USA, Allemagne, Pays-Bas, Irlande

nous allons décrire les contenus en termes d'objectifs et de liens avec la notion de défaillance de digue.

Chapitre 1 : Introduction

Chapitre 2 : Concepts généraux
Ce chapitre présente les concepts et les principes de gestion des risques d'inondation, des systèmes de gestion des risques inondation et de leurs composants. Il introduit également les notions de cycle de vie de la gestion des ouvrages, de modes de défaillance, d'analyse des risques ainsi que les effets potentiels du changement climatique.
Le vocabulaire et les principes liés aux modes de défaillance des digues sont introduits, de façon générale, dans ce chapitre.

Chapitre 3 : Types et fonctions des digues
Ce chapitre présente une vue d'ensemble des fonctions des digues dans un système de gestion des risques d'inondation et l'interaction de la digue avec son environnement. Il présente les formes de digues classiques et les structures associées au système de défense contre les inondations, introduisant divers mécanismes de détérioration et d'endommagement des digues.
Ce chapitre explique le processus de défaillance des digues et présente divers points de vue et méthodes utilisées permettant de l'analyser.

Chapitre 4 : Exploitation et entretien
Ce chapitre traite du fonctionnement et de l'entretien des digues. Il aborde les principaux défis à relever pour le gestionnaire d'ouvrage, propose des mesures de prévention et des techniques de réparation, et conseille quant au besoin de faire appel à un expert en conception de digues.
Le chapitre 4 s'intéresse aux notions de défaillance de digue au travers du lien qui doit être fait entre les « modes de défaillance » et la sureté de fonctionnement. Il y a un lien direct entre les observations (faites lors des inspections) et certains mécanismes conduisant à la défaillance des digues et les actions correctives à apporter en termes de maintenance.

Chapitre 5 : Évaluation de l'état des digues: inspection, diagnostic et surveillance
Ce chapitre présente les concepts et les principes d'analyse des risques et d'évaluation des digues, y compris la production de données et les processus de gestion de données associés. Ces concepts sont liés aux modes de défaillance des digues, à une approche à plusieurs niveaux de détail et au système de gestion du cycle de vie des digues. Le chapitre 5 est directement lié aux notions de défaillance de digue.

Chapitre 6 : Planification de la gestion de la crise
Ce chapitre présente les concepts et les principes associés à la préparation aux situations d'urgence, à l'intervention, à la résilience et à l'atténuation du risque.
Comme le chapitre 4, ce chapitre s'intéresse aux notions de défaillance de digue au travers du lien qui doit être fait entre les « modes de défaillance » et la sureté de fonctionnement. Il y a un lien direct entre les observations (faites lors des inspections) et certains mécanismes conduisant à la défaillance des digues et les actions préventives ou correctives en situation d'urgence.

Chapitre 7 : Caractérisation du site et données requises
Le chapitre 7 présente les concepts et les principes de la caractérisation du site d'implantation du système de digues, et l'ensemble des données utiles à ce travail. Cela comprend la caractérisation des contextes hydrauliques, morphologiques et géotechniques de l'ouvrage.
Ce chapitre est lié aux notions de défaillance par le fait qu'il décrit ce qui peut caractériser une charge sur la digue (sollicitations et conditions externes) ainsi que les paramètres des matériaux utilisés dans la digue afin d'être en mesure de caractériser la détérioration/ruine des composants de digues.

Chapitre 8 : Phénomènes physiques et outils pour la conception de digues
Ce chapitre présente des outils morphologiques, hydrauliques et géotechniques qui permettent d'évaluer la performance d'une section de digue pour différents processus physiques (les mécanismes élémentaires) qui pourraient entraîner sa détérioration ou ruine.

Chapitre 9 : Conception
Ce chapitre a pour objectif d'expliquer le processus de conception de digues en intégrant les principes et procédures d'ingénierie qui peuvent y être impliqués. Le processus de conception y est décrit en détails au travers de différents exemples de bonnes et mauvaises pratiques.
La défaillance de digue est prise en compte dans ce chapitre du fait qu'elle conditionne grandement les principes de conception qui doivent permettre d'en diminuer l'occurrence ou d'en empêcher l'apparition.

Chapitre 10 : Construction
Ce chapitre décrit les principes et les enjeux de la construction de digues. Il se focalise sur la conceptualisation du projet et sa planification, ainsi que sur les méthodes de construction et la de gestion des données. Des méthodes et des exemples sont donnés pour illustrer les bonnes et les mauvaises pratiques de construction pour différents pays.

La défaillance des systèmes d'endiguement

La défaillance se définit comme l'incapacité d'atteindre un seuil de performance défini pour une fonction donnée, ici la protection contre les inondations. Elle peut concerner un système de protection contre les inondations ou un tronçon de digue ou un composant d'un tronçon de digue.

La plupart des activités liées au diagnostic des digues, à leur entretien ou à leur conception sont en lien direct avec les éventuelles défaillances structurelles et hydrauliques des systèmes de digues. Dans ce cadre, l'analyse des modes de défaillance est donc un processus qui vise à analyser, identifier et représenter les scénarios de défaillance afin d'améliorer l'évaluation de la sécurité des digues et l'estimation du risque.

L'analyse des modes de défaillance peut être basée sur une analyse fonctionnelle qui décrit le système de digues étudié en termes de fonctions. Une analyse fonctionnelle de système d'endiguement peut être abordée à trois granularités différentes [4] :

- Granularité 1 : le système d'endiguement dans son ensemble et donc ses fonctions principales et techniques du fait de son environnement (milieu extérieur eau, milieu extérieur zone protégée) ;
- Granularité 2 : les ouvrages fonctionnellement homogènes qui composent le système d'endiguement et donc les fonctions hydrauliques de ces sous-systèmes (digues, déversoirs, batardeau, …) ;
- Granularité 3 : les éléments structurels qui composent les sous-systèmes de digues et donc les fonctions géotechniques des composants des sections de digues (organe de protection contre l'érosion, corps de digue, filtre, drain, recharge...).

La fonction principale d'un système d'endiguement est la protection contre les inondations. Sa défaillance peut donc être définie comme l'inondation non souhaitée de la zone protégée (défaillance du système d'endiguement). Cette situation peut se produire soit par entrée d'eau avant que le niveau de protection[3] prévu ne soit atteint, soit par une brèche dans le système d'endiguement. Le premier cas peut être considéré comme défaillance hydraulique et le second comme le résultat d'une défaillance structurelle. Comme le montre la figure 1, ces deux cas de figure ne sont pas nécessairement indépendants puisque chacun des deux peut se produire seul, ou conduire à l'autre.

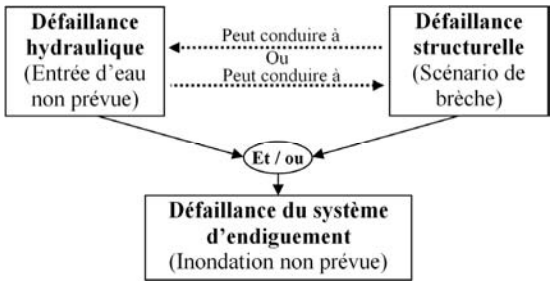


FIGURE 1 : La défaillance des systèmes d'endiguement

[3] Le niveau de protection est le niveau de crue jusqu'auquel le système d'endiguement doit empêcher l'eau d'entrer dans la zone protégée.

Les systèmes d'endiguement de protection contre les inondations peuvent contenir des tronçons de digues et d'autres ouvrages (murs, déversoirs, vannes, ...). Afin d'analyser les défaillances hydrauliques, nous devons considérer l'ensemble de ces sous-systèmes de digues. Pour les aspects structurels, nous nous concentrerons sur l'analyse des digues en remblais.

La défaillance hydraulique

Les scénarios de défaillance hydraulique

Les défaillances hydrauliques peuvent résulter soit :

- d'erreurs dans les processus de conception de la digue ;
- de modifications dans l'environnement du système de digues (par exemple une élévation du lit du fleuve, du ségonnal ou de l'estran, ou un tassement sous la digue conduisant à un débordement pour un niveau de crue inférieur à la condition initiale) ;
- d'une défaillance d'opération (par exemple un batardeau qui n'est pas fermé lors d'un événement, du fait d'une défaillance humaine ou un mauvais entretien entraînant l'impossibilité de le fermer) ;
- d'une brèche résultant d'un scénario de défaillance structurelle.

Un scénario de défaillance hydraulique est une succession d'événements conduisant à l'événement ultime que constitue l'inondation de la zone protégée.

Ces événements consistent successivement en :

- l'évènement hydraulique initiateur (crue ; tempête) ;
- les sollicitations hydrauliques sur le système d'endiguement, transformées par des éléments présents côté cours d'eau (épis, digues, barrages,...) ;
- les défaillances hydrauliques des sous-systèmes de digues ;
- l'inondation de la zone protégée.

Il est à noter qu'une inondation de la zone protégée causée par une crue plus élevée que le niveau de protection de conception du système d'endiguement n'est pas une défaillance hydraulique.

En effet, dans ce cas de figure, la fonction de protection est bien remplie jusqu'à ce que le niveau de protection défini et choisi soit dépassé.

TABLEAU 1 : LES FONCTIONS HYDRAULIQUES ET MODES DÉFAILLANCES ASSOCIÉS

N°	Fonction hydraulique	Type de sous-système	Cause de la défaillance (Etat structurel, opérationnel, morphologique)	Mode de défaillance (conséquence hydraulique)	Effets de la défaillance (Conséquence structurelle, opérationnelle, morphologique)
1	Empêcher l'entrée d'eau dans la zone située en arrière du sous-système, jusqu'au niveau de crête	Linéaire	- Défaillance structurelle : disparition totale ou partielle du sous-système - Modification morphologique : abaissement relatif du niveau de crête	Ecoulement d'eau dans la surface en arrière du sous-système, avant le niveau de crête	- Défaillance du sous-système de stockage amont - Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec la surface aval
2	Contrôler le déversement de l'eau dans la zone située en arrière du sous-système, au-delà du niveau de crête (résistance à la surverse)	Linéaire	- Défaillance structurelle : disparition totale ou partielle du sous-système - Modification morphologique : abaissement relatif du niveau de crête	Ecoulement d'eau incontrôlé dans la surface en arrière du sous-système (après ou avant le début de la surverse)	- Défaillance du sous-système de stockage amont - Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec la surface aval
3	Ecrêter les crues (résistance à la surverse)	Linéaire	- Obstruction de la crête : élévation relative du niveau de crête du sous-système - Modification morphologique : élévation relative du niveau de crête du sous-système	Non abaissement ou abaissement moins important des lignes d'eau sur les sous-systèmes de même rang situés en aval	- Possible défaillance structurelle des sous-systèmes de même rang
4	Permettre le reversement (évacuation) de l'eau d'inondation (résistance à la surverse) vers l'extérieur de la zone protégée	Linéaire	- Obstruction de la crête : élévation relative du niveau de crête du sous-système - Modification morphologique : élévation relative du niveau de crête du sous-système	Elévation non prévue (plus importante) du niveau d'eau dans le sous-système surfacique en contact	- Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec le sous-système surfacique concerné
5	Empêcher l'entrée d'eau dans la zone située en arrière du sous-système, jusqu'à un niveau de crête fixe, prévu pour être élevé temporairement jusqu'à un niveau de crête amovible	Linéaire / Ponctuel	- Défaillance opérationnelle : non mise en place de la partie amovible - Défaillance structurelle : disparition totale ou partielle de la partie amovible	Ecoulement d'eau dans la surface en arrière du sous-système, dès le niveau de crête fixe	- Défaillance du sous-système de stockage amont - Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec la surface aval
6	Fractionner hydrauliquement la zone protégée, jusqu'à la crête du sous-système	Linéaire	- Défaillance structurelle : disparition totale ou partielle du sous-système - Modification morphologique : abaissement relatif du niveau de crête	Ecoulement d'eau dans la surface en arrière du sous-système, avant le niveau de crête	- Défaillance du sous-système de stockage amont - Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec la surface aval
7	Permettre un écoulement d'eau ponctuel, d'un côté à l'autre d'un sous-système de digues linéaire	Ponctuel	- Défaillance opérationnelle : obstruction totale ou partielle de l'ouverture	Ecoulement nul ou moins important que prévu	- Défaillance du sous-système d'écoulement gravitaire amont
8	Maitriser un écoulement d'eau ponctuel (débit, sens d'écoulement, niveau d'écoulement)	Ponctuel	- Défaillance opérationnelle - Défaillance structurelle	Ecoulement d'eau non maitrisé dans la surface en arrière du sous-système	- Défaillance du sous-système d'écoulement gravitaire amont - Défaillance du sous-système de stockage amont
9	Stocker les écoulements d'eau jusqu'au niveau de crête ou d'écoulement des sous-systèmes en contact	Surface	Défaillance des sous-systèmes en contact : le stockage est partiellement ou totalement impossible	Ecoulement non prévu dans la surface en aval de la zone de stockage	- Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact avec la surface aval
10	Permettre un écoulement gravitaire des eaux de surface	Surface	Défaillance du sous-système exutoire de la surface d'écoulement : l'écoulement est partiellement ou totalement impossible	Stockage d'eau non prévu dans la zone d'écoulement gravitaire	- Possible défaillance structurelle des sous-systèmes en contact

TABLEAU 2 : EXTRAIT DE TABLEAU D'AMDE HYDRAULIQUE

N°	Sous-systèmes	Contacts	Fonctions	**Cause de la défaillance** (Etat structurel, opérationnel, morphologique)	**Mode de défaillance** (conséquence hydraulique)	**Effets de la défaillance** (Conséquence structurelle, opérationnelle, morphologique)
A	Digue	Cours d'eau ; F	1. Empêcher l'entrée d'eau dans F, jusqu'à Q150	- Défaillance structurelle A (disparition totale/partielle de A) - Modification morphologique (abaissement relatif du niveau de crête A)	Ecoulement d'eau dans F, avant Q150	- Possible défaillance structurelle de D
B	Déversoir	Cours d'eau ; F	1. Empêcher l'entrée d'eau dans F, jusqu'à Q100	- Défaillance structurelle B (disparition totale/partielle de B) - Modification morphologique (abaissement relatif du niveau de crête B)	Ecoulement d'eau dans F, avant Q100	- Possible défaillance structurelle D
			2. Contrôler déversement dans F, dès Q100	- Défaillance structurelle B (disparition totale/ partielle de B) - Modification morphologique (abaissement relatif du niveau de crête B)	Ecoulement incontrôlé dans F (> ou < Q100)	- Possible défaillance structurelle de D
			3. Ecrêter les crues, à partir de Q100	- Obstruction de la crête (élévation relative du niveau de crête de B) - Modification morphologique (élévation relative du niveau de crête B)	Non abaissement ou abaissement moins important des lignes d'eau sur C	- Possible défaillance structurelle de C

La défaillance des fonctions hydrauliques des sous-systèmes de digues

Pour un système d'endiguement donné, l'analyse fonctionnelle de granularité 2 conduit à la mise en évidence des fonctions hydrauliques des sous-systèmes de digues qui le composent (tronçons de digues, déversoirs, batardeaux, ouvrages de vidange, …). Un même sous-système de digues peut porter plusieurs fonctions hydrauliques. A chacune des fonctions hydrauliques est associé un mode de défaillance. Le tableau 1 liste les principales fonctions hydrauliques et défaillances associées envisageables pour les sous-systèmes de digues.

La construction des scénarios de défaillance hydraulique

La construction des scénarios de défaillance hydraulique est classiquement menée au travers de la réalisation d'une analyse des modes de défaillance et de leurs effets (AMDE) [5].

Le tableau 2 consiste en un extrait de tableau d'AMDE hydraulique. Il donne un exemple d'analyse pouvant être réalisée pour caractériser la possible défaillance des fonctions hydrauliques de différents types de sous-systèmes de digues. Il met ainsi en évidence les relations de causes de défaillances de fonction à effets de défaillances de fonction, en se basant sur l'identification des contacts entres sous-systèmes de digues. Les contacts d'un sous-système de digue correspondent aux sous-systèmes de digues ou éléments extérieurs au système d'endiguement qui constituent les bordures du sous-système considéré.

Les scénarios de défaillance hydraulique sont alors construits sur la base de ce tableau, en suivant les différents enchainements possibles de relations de causes à effets de défaillances de fonction hydrauliques.

La figure 2 montre l'enchainement d'évènements formant un scénario de défaillance hydraulique. Celui-ci démarre avec une sollicitation hydraulique externe (crue, tempête, …) et conduit le système d'endiguement à un nouvel état de stabilité dans lequel certain de ses sous-systèmes sont défaillants.

La première défaillance hydraulique entraîne généralement une inondation dans tout ou partie de la zone protégée. Toutefois, les systèmes d'endiguement pouvant être d'une organisation relativement complexe, l'identification de l'ensemble des scénarios de défaillances hydrauliques envisageables permet de connaître les différentes formes d'inondation possible (par exemple l'ordre d'inondation des différents casiers hydrauliques de la zone protégée), ce qui facilite le travail d'estimation du risque d'inondation.

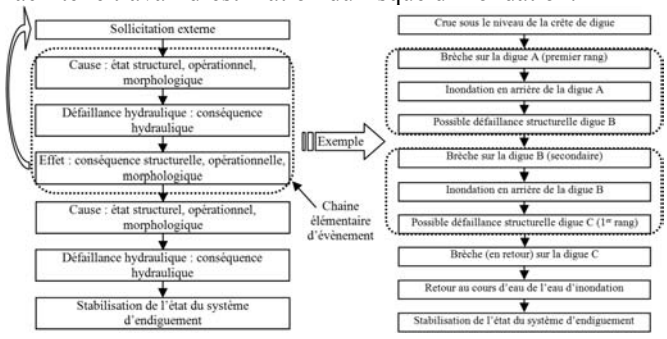


FIGURE 2 : LES SCÉNARIOS DE DÉFAILLANCE HYDRAULIQUE

L'analyse de la défaillance structurelle

Les scénarios de défaillance structurelle

Un scénario de défaillance structurelle conduit à la rupture de la digue et consiste en un processus (traditionnellement appelé «mode de rupture») qui implique des phénomènes à la fois physiques et fonctionnels (figure 3).

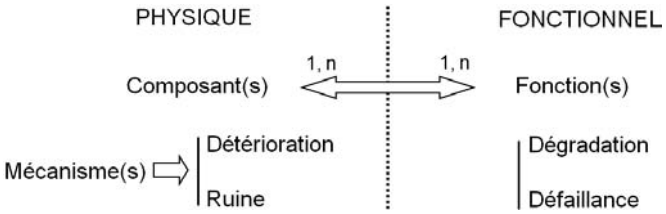


FIGURE 3 : LES ASPECTS PHYSIQUES ET FONCTIONNELS DE L'ANALYSE DES SCÉNARIOS DE DÉFAILLANCE

Les premiers mécanismes d'un scénario de défaillance structurelle sont initiés par des sollicitations ou conditions externes. Ceux-ci peuvent entraîner la détérioration ou la ruine d'un ou plusieurs composants structurels, et conduire ainsi à la dégradation ou la défaillance d'une ou plusieurs fonctions associées aux dits composants.

La dégradation ou défaillance d'une fonction peut alors initier ou aggraver des mécanismes, et entraîner la création de nouvelles chaînes élémentaires d'événements. Pour certains mécanismes, ces initiations ou aggravations sont également conditionnées par la nature des sollicitations externes.

La figure 4 illustre la notion de scénario de défaillance qui consiste en une chaîne d'événements comprenant des mécanismes, des détériorations ou ruines de composants et des dégradations ou défaillances de fonctions pouvant déboucher sur la formation de brèches.

Le mode de rupture dénommé "soulèvement hydraulique aval" cité dans l'introduction est en fait un scénario qui enchaine le claquage d'une couche cohésive du terrain superficiel en aval de la digue, suivi d'une érosion interne régressive se propageant vers l'amont, suivi à terme d'une érosion de conduit, pouvant conduire à un effondrement.

Un scénario peut s'arrêter lorsque la sollicitation externe (inondations ou tempêtes, sécheresse, les animaux, la végétation, les activités humaines, …) ou le mécanisme à l'œuvre s'arrête. L'état de la digue est alors détérioré (ce qui signifie que les fonctions de certains de ses composants sont dégradées ou défaillantes), mais pas nécessairement ruiné. Le scénario peut alors redémarrer avec une nouvelle sollicitation pouvant cette fois conduire les composants de la digue à la ruine et donc à la création d'une brèche.

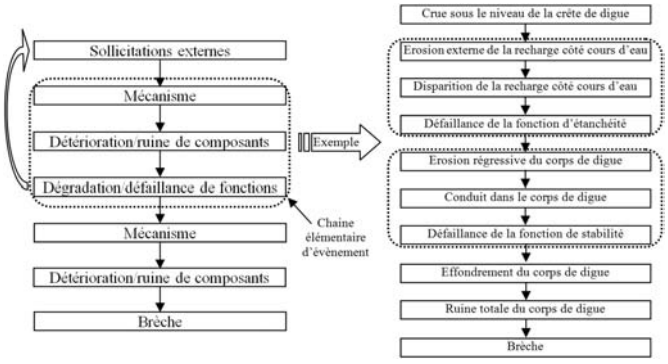


FIGURE 4 : LE SCENARIO DE DÉFAILLANCE STRUCTURELLE

Les mécanismes, leurs causes et leurs conséquences

Les mécanismes sont des processus ou phénomènes, physiques ou chimique, affectant les composants d'une digue.

Ces mécanismes et leurs conséquences sur l'état physique d'un composant de digue peuvent être progressifs (processus de détérioration pouvant progressivement conduire à la ruine) ou brutaux (rupture soudaine entraînant la ruine) (figure 5).

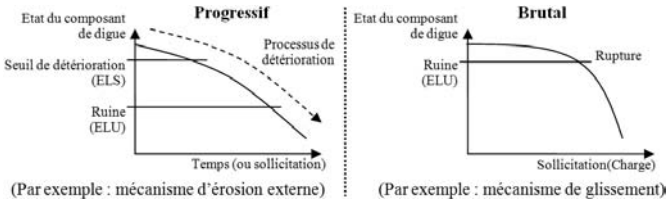


FIGURE 5 : LES MÉCANISMES PROGRESSIFS ET BRUTAUX

Un mécanisme peut s'arrêter si ses causes (sollicitations externes) s'arrêtent. L'état du composant de digue impacté est alors détérioré, mais pas nécessairement ruiné. Le mécanisme et le processus de détérioration peuvent reprendre avec de nouvelles sollicitations, et ainsi conduire à la ruine du composant de digue considéré (figure 6).

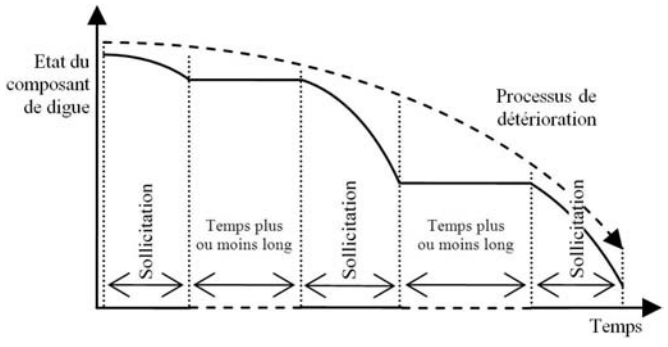


FIGURE 6 : LES PHASES DE DÉTÉRIORATION AU COURS DU TEMPS

Le tableau 3 donne un exemple de différents types de mécanismes pouvant être considérés pour le cas des composants granulaires qui constituent les digues en remblais.

TABLEAU 3 : EXEMPLES DE MÉCANISMES ET DÉTÉRIORATIONS/ RUINES RÉSULTANTS POUR LES COMPOSANTS DE DIGUES

Mécanismes	Type de mécanisme	Etat possible au seuil de détérioration (ELS)	Etat possible au seuil de ruine (ELU)
Affouillement	Progressif	Disparition partielle	Disparition totale
Erosion externe	Progressif	Disparition partielle	Disparition totale
Erosion de surverse	Progressif	Disparition partielle	Disparition totale
Erosion interne	Progressif	Disparition de particules	Conduit, cavité
Glissement	Brutal (ou progressif)[4]	Ruine partielle	Ruine totale
Effondrement	Brutal	Ruine partielle	Ruine totale
Colmatage	Progressif	Obstruction partielle	Obstruction totale

La défaillance des fonctions géotechniques

Même si des composants non granulaires peuvent entrer dans la composition d'un profil en travers de digue en remblai (exemple : composants rigides, géosynthétiques, ...), les fonctions des composants de ce type de digues de granularité 3 sont géotechniques.

Comme le montre la figure 7, le processus de défaillance des fonctions peut être progressif, brutal, ou binaire.

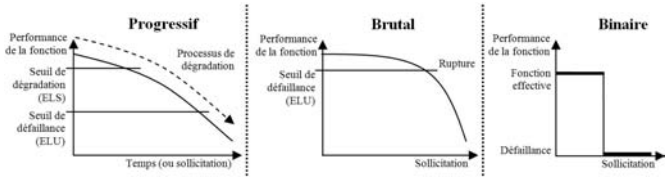


FIGURE 7 : LES PROCESSUS DE DÉFAILLANCE DE FONCTIONS

Le tableau 4 donne un exemple des différents types de fonctions pouvant être associées aux composants granulaires des digues en remblais.

[4] brutal pendant ou après une crue, progressif le reste du temps

TABLEAU 4 : EXEMPLES DE FONCTIONS GÉOTECHNIQUES ET DÉGRADATION/DÉFAILLANCE ASSOCIÉES

N°	Fonctions	Type de fonction	Dégradation de la fonction	Défaillance de la fonction
1	Stabilité	Brutal		Perte de stabilité
2	Imperméabilité	Progressive	Perméabilité supérieure au seuil de dégradation	Perméabilité supérieure au seuil de défaillance
3	Drainage	Progressive	Débit de drainage inférieur au seuil de dégradation	Débit de drainage inférieur au seuil de défaillance
4	Filtration	Binaire		Possible migration des particules d'un composant vers un autre
5	Auto-filtration	Binaire		Possible migration des particules au sein d'un composant
6	Protection	Progressive	Protection affaiblie	Plus de protection

La construction des scénarios de défaillance structurelle

La construction des scénarios de défaillance structurelle est également menée au travers de l'AMDE [4].

Elle consiste en la construction d'un tableau exprimant l'ensemble des chaînes élémentaires d'événements possibles (mécanismes => détérioration ou ruine de composants => dégradation ou défaillance de fonctions) (tableau 5).

Les différentes étapes pour remplir ce tableau AMDE sont :

- Etape 0 : identification des différents composants du profil en travers de digue considéré ;
- Étape 1 : analyse fonctionnelle du profil en travers ;
- Étape 2 : identification des modifications des conditions internes et mécanismes possibles pour chaque composant ;
- Étape 3 : identification des éventuelles détériorations/ruines associées à chaque mécanisme ;
- Étape 4 : identification des liens entre détériorations/ ruines de composants et dégradations/ défaillance de fonctions. Les détériorations/ruines de composants sont les causes des dégradations/défaillances de fonctions. Leurs liens sont indiqués dans le tableau AMDE par les expressions entre parenthèses associées aux détériorations/ruines des composants. Par exemple, l'expression (A6b) signifie : défaillance (b) de la fonction de protection (6) pour le composant « surface enherbée » (A) ;
- Étape 5 : identification des conséquences de la dégradation ou défaillance de chaque fonction en termes de mécanismes pour les composants.

TABLEAU 5 : EXTRAIT DE TABLEAU D'AMDE STRUCTURELLE

N°	Composant	Possibles mécanismes	Causes des dégradations/ défaillances de fonctions		Fonctions	Dégradations/défaillances des fonctions		Conséquences des dégradations/ défaillances de fonctions (mécanismes)
			Détérioration	Ruine		Etat	Caractérisation	
A	Surface enherbée	- Erosion de surverse - Erosion externe	- Disparition partielle (A6a) - Disparition partielle (A6a)	- Disparition totale (A6b) - Disparition totale (A6b)	**6.** Protection	a) Dégradé	- Protection détériorée	Selon le niveau de crue : - Erosion externe A - Erosion de surverse A
						b) Défaillant	- Plus de protection	Selon le niveau de crue : - Erosion externe B - Erosion de surverse B
…	…	…	…	…	…	…	…	…

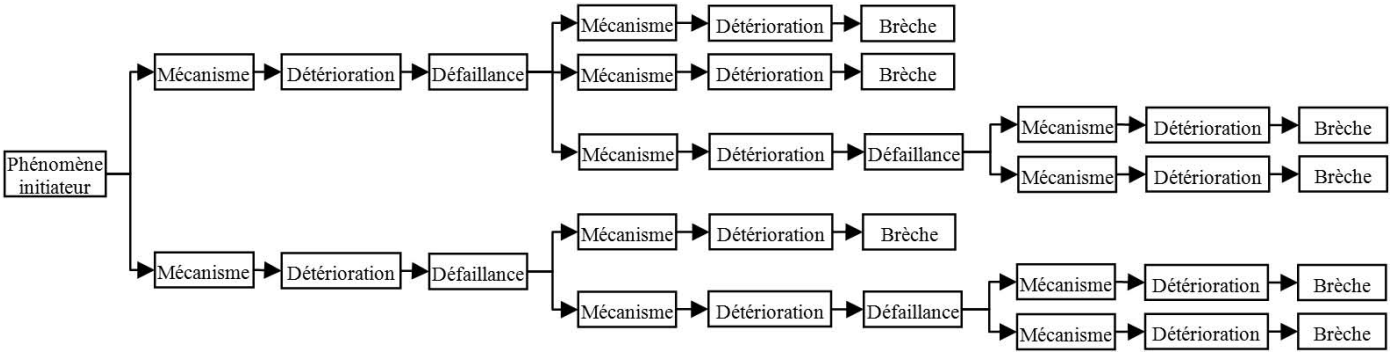


FIGURE 8 : REPRÉSENTATION DES SCÉNARIOS DE DÉFAILLANCE

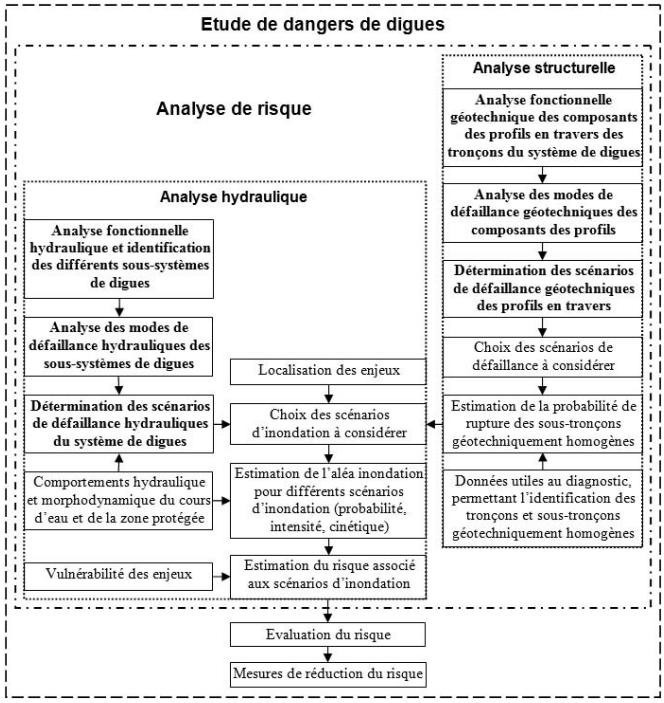


FIGURE 9 : APPLICATION À L'ÉTUDE DE DANGERS DE DIGUES

La représentation graphique des scénarios de défaillance structurelle

Pour une meilleure lisibilité, les scénarios de défaillance structurelle peuvent être représentés graphiquement sous la forme d'arbres illustrant l'ensemble des enchaînements de chaînes d'évènements possibles, depuis le phénomène initiateur jusqu'aux différentes brèches. Chaque ramification de l'arbre reliant le phénomène initiateur à une brèche constitue un scénario de défaillance structurelle.

Pour chaque section de digue étudié, les sollicitations ou conditions externes envisageables doivent être identifiées ainsi que les mécanismes qui peuvent en résulter pour les composants de digue. Ils constituent les possibles phénomènes initiateurs des scénarios de défaillance structurelle (ils peuvent être combinés). Il peut être choisi de faire varier leur nature au sein des scénarios.

Le tableau 6 donne des exemples de sollicitations ou conditions externes et de mécanismes associés pouvant affecter les digues. Partant des sollicitations ou conditions externes choisies comme initiatrices et des mécanismes qui en résultent, les scénarios sont construits sur la base du tableau d'AMDE du profil en travers considéré, en suivant les chaînes élémentaires d'évènements qui s'y trouvent mises en évidence (figure 8).

TABLEAU 6 : EXEMPLES DE SOLLICITATIONS ET CONDITIONS EXTERNES ET MÉCANISMES RÉSULTANTS POSSIBLES

Sollicitations ou conditions externes	**Mécanismes résultants possibles**
Crue inférieure à la crête de digue	Erosion externe ; Affouillement ; …
Crue supérieure à la crête de digue	Erosion externe ; Erosion de surverse ; Affouillement ; …
Décrue	Glissement côté cours d'eau (si cohésion perdue) ; …
Régime fluvial normal	Affouillement ; …
Activité humaine sur l'ouvrage	Erosion externe ; …
Présence d'animaux fouisseurs	Creusement de galeries ; …
Présence de végétation	Développement de racines ; …

Conclusion et lien avec les EdD de digues

L'étude de dangers de digues repose sur une démarche d'analyse de risque. L'objectif de cette démarche est l'estimation du risque associé à différents scénarios de défaillance envisageables pour un système d'endiguement. Dans l'EdD, cette estimation du risque est ensuite utilisée pour en évaluer la criticité afin de proposer des mesures de gestion de l'ouvrage adaptées pour réduire le risque.

La qualité d'une telle étude dépend donc en grande partie de la pertinence de la méthode mise en œuvre pour identifier les scénarios de défaillance du système d'endiguement. Par leur aspect analytique et leur recherche d'exhaustivité, la terminologie relative à la notion de défaillance de digue développée dans le cadre de l'ILH et la méthode IRSTEA d'analyse fonctionnelle et d'analyse des modes de défaillance de digues, peuvent constituer une base solide pour réaliser une étude de dangers de digues.

La figure 9 illustre le déroulement de la démarche d'analyse de risque pouvant être mise en place dans le cadre d'une EdD de digues. En caractères gras, on y retrouve les étapes relatives aux principes présentés dans le présent document.

La méthodologie de réalisation des EdD de digues et plus généralement d'analyse de risque des digues est actuellement en cours de rédaction par IRSTEA sous la forme d'un guide technique dont la publication est prévue courant 2013.

Références

[1] Mériaux P., Royet P., Folton C. (2001) *Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires, surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations*. Cemagref Editions, 191 p.

[2] MEDAD (Ministère de l'Ecologie, du Développement et de l'Aménagement Durable) (2007) *Décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques et modifiant le code de l'environnement*. NOR : DEVO0751165D – Journal officiel de la république française, 15 p.

[3] MEEDDAT (Ministère de l'Ecologie, de l'Energie, du Développement Durable et de l'Aménagement du Territoire) (2008) - *Arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu*. NOR : DEVQ0814392A - Journal officiel de la république française, 4 p.

[4] Félix H., Beullac B., Tourment R., Meriaux P., Peyras L. (2011) *Méthodologie pour l'analyse fonctionnelle des ouvrages hydrauliques à grand linéaire*. CFBR / AFEID Etudes de dangers, 2011, 22 p.

[5] Peyras L. (2003) *Diagnostic et analyse de risques des barrages - Développement de méthodes d'aide à l'expertise*. Université Blaise Pascal – Clermont II, 199 p.

[6] MEEDDM (Ministère de l'Écologie, de l'Énergie, du Développement durable et de la Mer, en charge des Technologies vertes et des Négociations sur le climat) (2010) – *Guide de lecture des études de dangers des digues de protection contre les inondations fluviales annexé à la circulaire du 16 avril 2010*. NOR : DEVP1009801C, 35 p.

Recommandations ERINOH (volume 3) : maîtrise de l'érosion interne

ERINOH Guidelines (volume 3): control of internal erosion

L. Deroo[1], J.J. Fry[2]

[1] ISL, Lyon, deroo@isl.fr
[2] EDF-CIH, Le Bourget du Lac, jean-jacques.fry@edf.fr

Résumé

La dernière thématique du projet national ERINOH est la mise à disposition de l'ingénierie d'un guide destiné à la maîtrise de l'érosion interne dans les digues et les barrages. Ce guide, après avoir introduit les incidents les plus caractéristiques provoqués par l'érosion interne dans le monde, dresse la synthèse des observations et modélisations des principaux phénomènes, causes de ces pathologies, reproduits en laboratoire. Il insiste ensuite sur l'importance des défauts et hétérogénéités, initiateurs de pathologie, pour les intégrer dans les pratiques et approches les plus récentes en matière de diagnostic ou de contrôle de l'érosion interne. Il conclut par les incertitudes restantes, et propose des recommandations pour les contourner. Il renvoie aux deux autres guides le détail des essais et des méthodes de détection.

Cette communication est une introduction à ce guide. Elle présente les concepts adoptés dans le guide Erinoh pour l'analyse de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques et de leur fondation et notamment distingue les 4 mécanismes d'initiation. Sont exposés ensuite le retour d'expérience des ruptures et accidents les mieux documentés, les enseignements et approches quantitatives avec leurs limites d'applications provenant des essais de laboratoire, ainsi que la décomposition et la détection du processus d'érosion pour chacun des 4 mécanismes.

Cette communication conclut avec des indications sur l'utilisation de ces méthodes dans le cas particulier des digues de protection contre les crues. Les digues de protection posent en effet des difficultés particulières : présence de zones de faiblesse cachées et mise en évidence de ces zones en période de crise, durant les fortes crues.

Abstract

The last deliverable of the research project ERINOH is the publication of volume 3 of guidelines for controlling the internal erosion risk in water retaining structures: levees and dams. After presentation of some crucial incidents caused by internal erosion over the world, main lessons and relationships observed on the mechanisms leading to the previous incidents are listed in that book. Flaws are underlined and taken in account in the most recent approaches of risk evaluation and mitigation. Finally, uncertainties and unsolved questions are quoted and guidance is proposed to deal with. Details on lab tests or detection methods are related in companion guidelines (vol. I and II).

This paper is an introduction to this book. It presents the main concepts used in the guidelines, and particularly the 4 mechanisms of initiation. For every mechanism, feedback from well documented incidents on sites, main observation and relationships with their field of application of lab tests, breakdown and detection of the process are described.

The last part is devoted to the special application of the guidelines to the levees. The main feature of the levees is the insertion of flaws in the embankment or its foundation and the sudden evidence of this flaw during crisis caused by the strongest floods.

Concepts clés

Les 3 conditions de l'érosion interne

La fonction principale d'un ouvrage hydraulique est l'étanchéité. L'action mécanique de l'eau sur le sol est l'érosion. L'érosion interne est la destruction progressive de l'étanchéité par l'action mécanique de l'eau. Elle est initiée par tout défaut initial de l'étanchéité, ou par accident ou par vieillissement.

Dans tous les cas, elle satisfera trois conditions : une condition d'entraînement, une condition hydraulique de transport et une condition géométrique de transport du grain érodé.

1. **entraînement** : la contrainte exercée par l'eau sur le grain est si faible, quelques fractions ou dizaines de Pascal, que la contrainte effective sur les particules entraînées doit être quasi-nulle.

2. **hydraulique** : la vitesse maximale dans les pores du matériau doit être comparable à celles mesurées au fond des rivières ou en sédimentation pour transporter une particule de diamètre identique.
3. **géométrique** : la particule entraînée ne doit pas être bloquée par les constrictions des pores du matériau.

L'érosion interne : un processus en quatre étapes

L'érosion interne est un processus au sens où il est pratique de le décomposer en étapes ou mécanismes, pour mieux le discerner. Le processus peut être interrompu à l'une quelconque de ces étapes [Fell &Foster 1999]. Quatre étapes successives sont proposées:

1. initiation : un mécanisme d'érosion s'enclenche et des particules sont entraînées par l'écoulement ;
2. non-filtration (ou continuation) : les particules entraînées par l'érosion ne sont pas bloquées et cheminent jusqu'à un exutoire non filtré ;
3. progression : le phénomène se maintient et déclenche un autre mécanisme (tassement, instabilité, claquage) ou s'accélère ;
4. rupture : développement jusqu'à initier une brèche.

Quatre types de phénomènes ou mécanismes d'initiation

L'initiation de l'érosion interne a été classée en quatre mécanismes principaux: érosion de conduit, érosion régressive, érosion de contact et suffusion (tableau 1).

Dans l'attente d'une connaissance plus élaborée de la loi globale de l'érosion, la distinction de ces mécanismes nous permet de classer des cinétiques d'érosion et donc des dangers bien différents. Le tableau 1 compare ces mécanismes en visualisant le sol en beige, les particules érodées en orange et l'eau en bleu.

La sensibilité à l'érosion : 3 types de matériaux

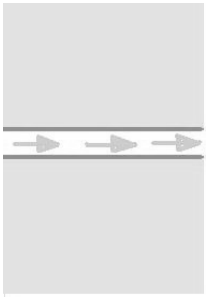
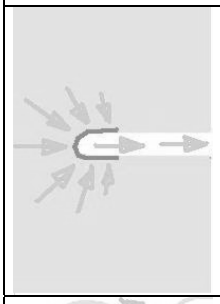
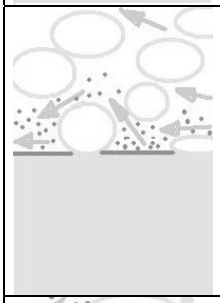
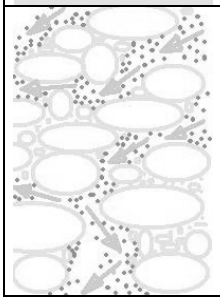
Les conditions d'initiation de l'érosion interne se conjuguent en mécanismes qui diffèrent suivant la nature des matériaux.

Les **matériaux pulvérulents** (IP=0) par définition n'ont pas de cohésion lorsqu'ils sont saturés. Leur faiblesse fait leur force. La « liberté de mouvement » des particules engendre une incapacité à la stabilité d'une cavité érodée. Ces sols, tant qu'ils sont soumis à des contraintes de compression, ne peuvent pas être sujets à l'érosion de conduit. Il n'existe qu'une situation, redoutable, où ils sont soudainement soumis à l'érosion de conduit : le **claquage hydraulique**. Sinon, ils sont sujets aux 3 autres mécanismes. Hors claquage, le seuil de l'érosion est exprimé en contrainte et mesuré en vitesse de l'écoulement dans les pores. Les essais de laboratoire montrent qu'une vitesse de Darcy de l'ordre du *centimètre par seconde* suffit à entraîner une particule de sable fin.

Les **matériaux cohérents** plastiques a contrario sont sujets à l'érosion de conduit et pratiquement pas sensibles sur site aux trois autres mécanismes. La vitesse de l'eau à travers le conduit doit souvent dépasser 1 mètre par seconde pour arracher un floc d'argile à la structure.

Les **matériaux intermédiaires**, les lœss, les limons peu plastiques et les argiles dispersives sont les plus exposés : ils sont sensibles à tous les mécanismes. Leur cohésion, provenant de la succion héritée de leur état initial non saturé, s'effondre brutalement à la saturation et l'érosion peut d'autant plus facilement s'exercer sur ces particules de petite dimension, que la force moyenne d'arrachement équivaut à environ 10% de leur poids. Moyennée sur la surface exposée à l'écoulement, cela représente une contrainte de cisaillements inférieure à 1 Pascal. La vitesse d'entraînement peut être plus faible qu'1 cm/s.

TABLEAU 1 : LES 4 MÉCANISMES PRINCIPAUX D'INITIATION

	**Erosion de conduit** Un défaut pré-existant, de type fissure ou conduit, indépendant de l'érosion interne, traverse une partie du remblai. L'eau circulant dans ce conduit développe des contraintes d'entraînement suffisantes pour arracher et transporter les particules des parois. Ce type d'érosion concerne les sols cohésifs.
	**Erosion régressive** L'écoulement à travers l'ouvrage entraîne des particules au débouché aval Cela crée un conduit ou une perte de matière qui progresse vers l'amont. Si ce conduit est tenu par un « toit » cohésif ou si la perte de matière atteint la retenue amont, une brèche peut s'initier.
	**Erosion de contact** L'écoulement traversant un sol grossier entraîne les particules d'un sol fin le long de son contact (par exemple contact entre alluvions fines et grossières dans une vallée alluviale).
	**Suffusion** L'écoulement traversant un matériau à granulométrie discontinue ou étalée entraîne les particules libres de se mouvoir de la fraction fine à travers les vides des particules grossières (ou squelette).

Evolutions récentes

Au début du XXème siècle, Lane et Bligh, ont dressé des inventaires de ruptures d'ouvrages rigides sur fondations meubles, et en ont tiré des critères empiriques de résistance à l'érosion interne : il s'agit de critères exprimés en « gradient moyen ». Terzaghi, entre les deux guerres, a distingué la boulance déclenchée par la notion de gradient critique, de l'érosion interne pour laquelle il a proposé un critère d'arrêt avec la définition de la granulométrie des filtres. Sherard, dans les années 1970 a examiné les causes de rupture des barrages homogènes en argile et des noyaux argileux de barrages ; il a mis en évidence les risques importants de rencontrer des situations de contraintes effectives nulles (fracturation hydraulique), réaffirmé le caractère indispensable des filtres et affiné le critère de Terzaghi. Coupée des travaux scientifiques occidentaux, l'école russe a également œuvré sur le sujet. Elle a décomposé l'érosion interne en différents mécanismes et développé la notion de la stabilité interne ou résistance à la suffusion, et les conditions géométriques et hydrauliques, qu'elle a appliquées aussi bien aux filtres qu'aux sols à protéger. Ses travaux, peu diffusés à l'Ouest, commencent à être compris à la lumière des travaux récents. Les règles de filtre, très différentes entre l'Ouest et l'Est, ont abouti à accroître nettement la sécurité des digues.

Le début du XXIème siècle a été particulièrement actif, en raison du nombre toujours important de ruptures de barrage par érosion interne et de l'attention nouvelle portée aux digues de protection. Aux Pays-Bas, la problématique des digues à la mer, souvent constituées d'ouvrages homogènes sur fondation sableuse, a motivé des recherches importantes concernant l'érosion de la fondation et notamment de l'érosion régressive. L'Université de New South Wales en Australie, a engagé des travaux de longue haleine concernant la caractérisation et la classification des mécanismes d'érosion interne dans les barrages. En France, la recherche du Projet National ERINOH, supportée par l'ANR, a déployé d'importants moyens pour identifier et caractériser les phénomènes en laboratoire, les détecter sur site et évaluer leurs conséquences pour la sécurité. Plus d'une dizaine de thèses ont été lancées ou suivies en partie par le Projet National. Le club européen de la CIGB a organisé des rencontres annuelles dédiées à cette problématique et a publié un rapport provisoire. La CIGB est en train de terminer deux bulletins techniques qui se font l'écho de ces travaux.

Les évolutions récentes concernant l'ingénierie de l'érosion interne sont décrites, de manière non exhaustive – et nécessairement transitoire – dans le Guide établi par Erinoh. Ces évolutions ont essentiellement permis de :

- mieux classer et caractériser les différents mécanismes d'érosion interne,
- détecter la progression de l'érosion interne,
- améliorer l'évaluation du risque d'érosion.

Il reste un travail de recherche et développement important pour de nombreuses années.

Erosion de conduit

Généralités

L'initiation d'une érosion par écoulement concentré nécessite un écoulement à travers un défaut préexistant, dans des matériaux cohésifs. En effet, en milieu constitué de matériaux sans cohésion, le défaut préexistant ne réussit pas à se développer : les parois s'effondrent. L'initiation et la progression ressortent du même mécanisme dans un remblai homogène. En revanche dans un remblai zoné, il convient d'analyser la progression du renard dans la recharge en vérifiant les trois conditions suivantes :

- Un conduit peut-il être stable dans la recharge ?
- L'écoulement est-il suffisamment rapide pour élargir le conduit?
- Le claquage hydraulique peut-il se produire ?

Au laboratoire

Au laboratoire, l'érosion de conduit est reproduite par l'essai d'érosion de trou (ou HET : Hole Erosion Test proposé par Wan et Fell (2002)). Il mesure mieux la résistance à l'érosion que le test du trou d'épingle (Pin-Hole test), dans un trou pré-percé progressivement élargi par érosion. Ce type d'essai mesure deux paramètres fondamentaux:

- la résistance à l'érosion, τ_c (Pa) : contrainte critique du sol, qui caractérise la contrainte seuil à partir de laquelle il y a érosion,
- la cinétique de l'érosion, C_e (s/m): coefficient d'érosion du sol, qui caractérise la vitesse d'élargissement du trou.

Le coefficient d'érosion est d'autant plus grand que la résistance est petite (Figure 1). Sa plage de variation est si grande, qu'il est parfois remplacé par l'indice de résistance à l'érosion de conduit $Ie=-\log_{10}(C_e)$. La résistance des matériaux les plus érodables n'est pas toujours mesurable avec le HET puisque le matériau s'effondre à la saturation. Il peut alors être remplacé par l'essai d'érosion par jet (JET), mesurant la résistance à l'érosion d'une surface de sol sous l'action d'un jet perpendiculaire. Les paramètres mesurés sont τ_{cJET} (Pa) et k_d (kg/Pa/s). Leur application à l'érosion de conduit est délicate, cependant l'intérêt de l'essai de Jet est de tester les sols intacts en place.

La résistance, la contrainte critique, dépend fortement du sol, et la sollicitation est proportionnelle au gradient moyen H/L et au rayon du conduit. La modélisation hydraulique de l'écoulement en charge dans un conduit traversant le remblai permet d'évaluer quelle est la dimension du défaut qui conduit à l'érosion, R_{min}, rayon minimum du trou nécessaire pour éroder, et quel est le débit caractéristique du mécanisme d'érosion, Q_{min} [Wan et Fell (2002, 2004) et Bonelli et

Benahmed 2011]. Des ordres de grandeur caractéristiques sont donnés dans le tableau 2.

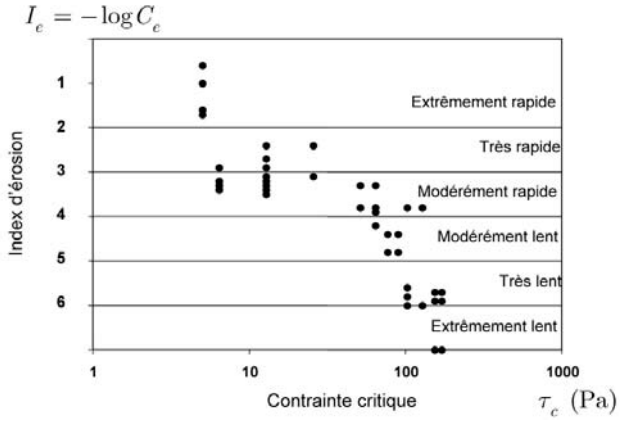


FIGURE 1 : CLASSES D'ÉRODABILITÉ DE WAN ET FELL

TABLEAU 2 : EXEMPLES D'INITIATION D'ÉROSION DE CONDUIT

Pour les sol Pour H/L = 1/3	Très érodable τc=5 Pa, Ie=1	Moyennement érodable τc=50 Pa Ie=4	Très peu érodable τc=200 Pa, Ie=7
R_{min}	0,3 cm	3 cm	12 cm
Q_{min}	2 l/min	10 l/s	0,3 m^3/s

Application aux remblais homogènes

L'application des essais et résultats précédents aux remblais homogènes montre que :

- l'initiation de l'érosion de conduit nécessite un écoulement concentré visible et détectable par l'inspection visuelle dans les argiles très peu érodables (Ie>4 et τ_c >50 Pa),
- A contrario, l'inspection visuelle a peu de chance de détecter et d'arrêter l'érosion d'un conduit dans un sol très érodable (Ie<3 et τ_c <5 Pa),
- le paramètre essentiel est la contrainte critique ou l'indice de résistance à l'érosion Ie ; les autres paramètres importants sont : le gradient moyen et la taille du défaut initial.

EDF a cherché à valider l'intégration de la loi d'érosion de conduit sur un essai en vraie grandeur réalisé en Norvège.

Un collecteur percé a été introduit à la base d'une digue homogène en moraine de 4,5m de hauteur. La moraine est à granulométrie étalée (d_{10}=0,06 mm, d_{50}=5,5 mm et d_{max}=200 mm). Elle est « sans cohésion effective » d'après les auteurs, mais a une cohésion capillaire d'après l'essai. La rupture, observée depuis l'aval, s'est déroulée conformément au observé au laboratoire, par élargissement progressif du trou.

En intégrant les équations déterminées en laboratoire, Brivois et Bonelli retrouvent, la cinétique et les débits de la rupture avec τ_c=5 Pa et k_d=10^{-2} s/m. Un échantillon de moraine a été ensuite envoyé en France et testé au HET en 2009. Les mesures ont donné : τ_c<1 Pa et 0.910^{-2} s/m <k_d<3.10^{-2} s/m. Cette relativement bonne comparaison confirme l'intérêt des essais de laboratoire de type HET et l'interprétation proposée.

Application aux barrages zonés

Pour les remblais zonés, la cinétique est contrôlée par la perméabilité des filtres ou des recharges en l'absence de risque de claquage de la recharge. Si la perméabilité est inférieure à 10^{-3} m/s, ce qui est le cas de la très grande majorité des filtres, la cinétique est suffisamment lente pour que le barrage soit mis en sécurité [Fry 2007]. Cela explique pourquoi il y a eu de nombreux incidents qui ont été réparés.

Il existe une seule rupture. Cette rupture provient de la progression par claquage hydraulique au barrage de Teton (USA, 1976), unique à notre connaissance. Selon les rapports d'expertise, le mécanisme principal est une érosion de conduit Le rocher fissuré n'ayant pas été correctement injecté et traité à l'interface avec le remblai, l'initiation provient d'une érosion progressive du lœss du noyau dans quelques larges fissures non calfatées de la face aval rocheuse de la clé d'étanchéité, Un gradient important se forme entre l'amont et l'aval de la clé. Par ailleurs, le matériau de la clé est qualifié « très érodable » à l'essai HET. Les critères d'initiation de l'érosion de conduit sont largement réunis : la clé est percée et traversée par un conduit. L'érosion se généralise dans la clé d'étanchéité par fracturation hydraulique au moment où la retenue a une pression qui égale la contrainte verticale (Figure 4).

Ce percement de la clé a été la condition nécessaire pour une rupture, mais pas nécessairement suffisante : une situation stable aurait pu être trouvée, avec une clé percée mais des débits de percolation bornés par la capacité hydraulique des fissures du rocher.

La poursuite du mécanisme d'érosion est moins clairement exposée dans la littérature. Les essais de digue zonée soumise à l'érosion de contact réalisés à la CNR ont confirmé la possibilité du mécanisme suivant. L'érosion de la clé a pu progresser vers le pied aval du noyau par érosion de contact et érosion régressive dans les fissures du rocher, jusqu'à ce que le conduit débouche dans la zone 2 (zone de transition en graviers qui sert de filtre). Le potentiel de la retenue a pu être bloqué par la zone 2, qui ne s'est pas « effondrée », mais qui a été mise en charge jusqu'à ce qu'elle soit « ouverte » par claquage hydraulique (Figure 5).

Dès lors, un conduit direct amont-aval était formé entre l'amont et l'aval, dans les limons érodables et le gravier

Synthèse

L'érosion de conduit est un mécanisme d'érosion dont la compréhension a avancé ces dernières années. Pour qu'elle se développe, quelques conditions sont nécessaires.

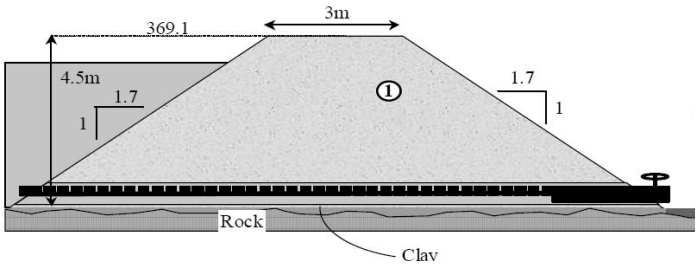


FIGURE 2 : DIGUE HOMOGÈNE ROMPUE PAR RENARD



FIGURE 3 : RENARD DANS LA DIGUE HOMOGÈNE

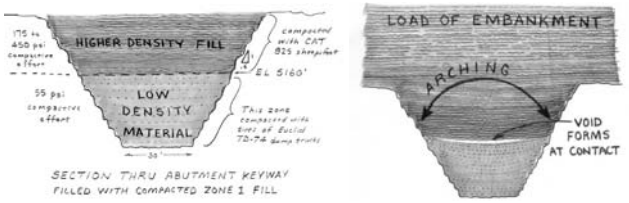


FIGURE 4 : CLAQUAGE HYDRAULIQUE DE LA CLÉ D'ÉTANCHÉITÉ

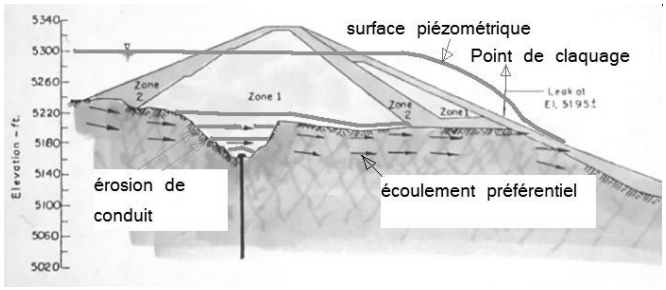


FIGURE 5 : CLAQUAGE HYDRAULIQUE DE LA RECHARGE

1- Le matériau traversé doit être cohésif, car les matériaux sans cohésion effondrent le toit du conduit et empêchent son développement; il suffit cependant d'une petite cohésion capillaire pour tenir un toit.
2- Pour qu'il y ait érosion par conduit, il faut qu'il y ait un défaut préalable : le mécanisme d'érosion ne créé pas son propre conduit, il ne peut que l'élargir. Le guide dresse un inventaire des situations à risques d'apparition de défauts préalables dans les barrages. Il importe de les connaître.
3- Lorsque les matériaux sont peu érodables, il faut pour initier l'érosion un défaut aux dimensions si importantes que la surveillance pourra le détecter.
4- Les barrages zonés sont protégés de la progression de l'érosion de conduit par tout filtre de perméabilité inférieure à 10^{-3}m/s, dans la mesure où cette dernière ne provoque pas un claquage hydraulique ou une instabilité de la recharge.
Pour les études de danger, des formules simplifiées sont proposées pour déterminer l'hydrogramme de rupture en fonction des caractéristiques d'érodabilité de l'argile [Bonelli et Benhamed 2011].
Bien que des progrès importants aient donc été accomplis, la progression de l'érosion de conduit des sols peu ou moyenement érodables est si rapide, qu'elle nécessite une bonne conception pour être évitée. C'est ce qui explique que les défenses les plus fiables contre l'érosion de conduit restent les barrières classiques : coupure ou filtration des écoulements.

Erosion régressive

Phénomènes associés à ce mécanisme
Deux phénomènes sont associés à ce mécanisme : l'érosion régressive en chenal sous les digues et l'érosion régressive d'une surface de suintement de digue. Seul le premier est traité ici.
A l'exutoire d'un écoulement traversant la fondation sableuse d'une digue en argile ou en limon, les gradients et vitesses d'écoulement se concentrent et sont parfois suffisants pour entraîner les particules de sol. Les premiers départs de particules conduisent alors à la formation d'un conduit d'érosion, qui concentre l'écoulement. Le conduit se forme depuis son débouché aval et progresse vers l'amont en **érosion régressive de chenal**.
Cela provoque les cratères de sable ou « sand-boils » comme ceux de la figure 7. Il s'agit d'un tumulus de sable, apparu en pleine crue , au milieu duquel une résurgence a transporté des particules et les a déposées sur les bords. L'initiation du processus est le départ des grains de sable à l'exutoire aval sans filtre d'un écoulement diffus soit traversant une fondation sableuse soit claquant par fracturation hydraulique une mince couche argileuse superficielle.
Le mécanisme de progression du conduit vers l'amont est traditionnellement appelé « renard » hydraulique, quand il a transpercé l'ouvrage. La rupture est possible si deux conditions sont réunies :
1- le conduit ne s'effondre pas : il lui faut un toit cohésif,
2- l'écoulement a suffisamment d'énergie (vitesse le long de son parcours de l'ordre de 1cm/s) pour à la fois éroder des particules à l'amont du conduit, et les transporter jusqu'à l'exutoire aval. L'énergie requise est généralement exprimée en termes de gradient moyen : différence entre charge amont et charge aval en m divisée par la longueur.

Au laboratoire
L'école hollandaise (Deltarès) a fait de ce mécanisme le cœur de ses recherches (plus de 70 tests). En effet, la plupart des digues de protection des polders sont construites en

matériaux cohésifs (argiles et limons) sur un sol plus sableux, ou sablo-limoneux. Le mode de rupture redouté est la formation de chenaux d'érosion régressive dans la fondation, sous la digue.

Au laboratoire, l'expérimentation teste le sable de fondation, placé sous une surface rigide transparente, sous une charge amont progressivement augmentée. Au-delà d'un premier seuil, obtenu pour des gradients faibles, l'érosion est initiée, avec dépôt de sable à l'aval. Mais il y a stabilisation du processus si la charge amont reste constante. Au-delà d'un second seuil, l'érosion conduit à la rupture. L'examen de la surface du sable montre la formation et la progression des chenaux d'érosion irréguliers, formant des réseaux. La densité du sable joue un rôle important dans la genèse et la propagation de ces chenaux.

Schmertmann, Sellmejier, et plus récemment Hoffmanns, en on tiré des critères de stabilité à l'érosion régressive, dans lesquels le chargement est exprimé globalement, sous la forme d'un gradient moyen. L'approche de Hoffmanns, plus récente, est particulièrement intéressante dans la mesure où elle tente de reproduire la physique du problème, la partie amont (écoulement poreux) et la partie aval (transport de particules dans un conduit). Dans cette formulation, on trouve les deux « résistances ». Si le sol est fin (même sans cohésion), alors la charge hydraulique est dissipée dans l'écoulement en milieu poreux, et il ne reste plus assez d'énergie dans le conduit pour transporter les particules. Si le sol est grossier, alors, même si l'écoulement en milieu poreux diminue peu la charge, les vitesses dans le conduit ne sont pas suffisantes pour entraîner les particules. Ce sont les sols moyens (sables fins, sables) qui y sont exposés. Et en particulier les sols uniformes, car un sol à granulométrie étalée – sauf suffusion – offre la résistance apportée par ses particules fines (faible perméabilité) et grosses (résistance au transport).

Application aux ouvrages sur fondation sableuse

De cette formulation et de ces essais, on peut tirer les enseignements suivants.

- L'érosion régressive affecte nécessairement une couche de sol pulvérulent saturée, surmonté par un « toit ». On trouve dans cette catégorie les ouvrages rigides sur fondation meuble, les digues en argiles sur fondation sableuse, et les fondations constituées par des alternances sable-argile.
- La formulation analytique (Schmertmann, Sellmejier, Hoffmanns) ne concerne que le cas fréquent du chemin hydraulique purement horizontal dans des sables saturés, avec toit rigide. Elle ne doit pas être utilisée avec les sols cohésifs.

Il y a eu de nombreux accidents concernant des ouvrages rigides sur fondation meuble (cf. par exemple la compilation des accidents de Lane). La fondation du barrage de Puentès en alluvions grossières, s'est rompue en 1802 sous un gradient proche de celui de boulance de Terzaghi, confirmant que les alluvions grossières sont pratiquement insensibles à l'érosion régressive de chenal.

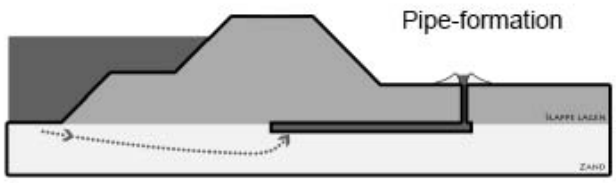


FIGURE 6: EROSION RÉGRESSIVE D'UNE FONDATION EN SABLE SOUS UNE DIGUE



FIGURE 7 : TUMULUS CAUSÉ PAR L'ÉROSION RÉGRESSIVE

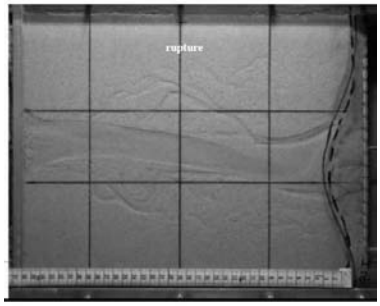


FIGURE 8 : RÉSEAU DE CHENAUX D'ÉROSION RÉGRESSIVE EN LABORATOIRE

Synthèse

L'érosion régressive recouvre une grande variété des situations. Elle concerne d'abord les matériaux sableux saturés, placés sous un « toit »: le long des structures, sous une digue argileuse, dans une fondation d'estuaire. C'est la forme la plus emblématique de l'érosion interne, avec formation d'un conduit d'érosion régressive (« renard ») et des tumulus de sable au pied aval des digues. L'approche de l'école hollandaise, établie en laboratoire et sur site est la plus précise. L'approche de Lane couvre des situations variées (géométrie, matériaux, densité, hétérogénéité) et a la sanction du retour d'expérience sur ouvrages réels mais elle mélange les mécanismes. Les deux approches ont deux traits communs : le chargement est représenté par un gradient moyen, et la résistance du sol dépend de sa courbe granulométrique. Ce sont deux facteurs aisément identifiés dans la démarche d'ingénierie.

Erosion de contact

Phénomènes

Si une couche perméable de sol grossier est au contact d'un sol fin, si elle est le siège d'écoulements, et si ses pores sont assez grands pour laisser passer les particules du sol fin et l'écoulement suffisamment intense pour les détacher, alors il y a érosion de contact. Pour cela deux conditions doivent être respectées :

1-**Hydraulique** : la contrainte d'arrachement induite par l'écoulement doit être suffisante pour arracher les particules fines. L'expérience confirme l'analogie avec le transport en rivière décrit par Shields, qui relie cette contrainte critique à la vitesse de frottement en fond de lit. Dans le sol grossier la contrainte critique est reliée à la vitesse dans les pores. En pratique, la vitesse dans les pores doit être supérieure à la vitesse qui correspond au début d'entraînement des particules : « contrainte de Shields » ou, en raccourci pratique, « vitesse de Shields ».

2-**Géométrique** : les pores du sol grossier permettent le passage des particules de sol fin au niveau de leurs constrictions (section minimale de passage entre grains).

La progression nécessite que deux conditions soient réunies :

-une condition de persistance de l'érosion à l'interface,

-une condition d'évacuation des particules érodées.

Ces conditions ne sont pas toujours réunies. Par exemple, il peut y avoir interruption par **pavage** : l'érosion s'interrompt par formation d'un pavage (ou filtre) à l'interface. Les plus fines particules emportées laissent une couche protectrice constituées des plus grosses particules (grains de sable) au contact du gravier.

Suivant la façon dont les particules érodées trouvent un exutoire, et selon la cohésion disponible dans les matériaux fins, la progression prend des formes variées :

1- **tassements** globaux ou locaux (fontis) par suite d'une érosion permanente.

2- **formation d'un conduit** à l'interface entre les deux matériaux. L'effet voûte ou de cohésion dans les matériaux fins peut en effet retarder l'effondrement du toit et laisser des conduits se développer.

Le deuxième mode de progression est de loin le plus dangereux. S'il se poursuit, alors il va à la rupture :

1- **instabilité aval** : le transport de particules et l'augmentation de débit génère une montée de pression interstitielle, cause de futures instabilités.

2- **claquage hydraulique**, en situation extrême, la génération de pression interstitielle peut provoquer le claquage de la recharge et du parement aval.

La gravité accroît la progression de l'érosion et de cavité, quand le sol fin se trouve au-dessus du sol grossier.

Au laboratoire

Un dispositif expérimental a été perfectionné et exploité dans le cadre d'Erinoh, au laboratoire LTHE de l'Université de Grenoble. Il permet de visualiser les phénomènes et de mesurer les vitesses au voisinage immédiat de l'interface. L'érosion de contact est observée sur les photographies de la figure 9 pour deux cas typiques : la couche fine (soit pulvérulente en sable, soit faiblement cohésive en limon) est placée au-dessus ou en dessous de la couche de gravier.

Deux seuils d'érosion y sont identifiés par R. Beguin (2011): un seuil d'initiation d'érosion (suivi d'une stabilisation), et un seuil au-delà duquel l'érosion est massive et croissante. L'examen des vitesses montre que les seuils de départ massif (en vitesse de Darcy) sont du même ordre de grandeur que pour l'érosion externe (vitesses d'entraînement) croissante de 1 cm/s à 1 m/s quand la taille des particules passe de 100 microns à 10 cm (Figure 10). La vitesse de Darcy est apparente; la vitesse réelle est environ cinq fois plus forte dans les pores, car elle est la vitesse de Darcy divisée par la porosité et par la tortuosité.

Les essais réalisés permettent de mettre en évidence deux traits importants de l'érosion d'interface.

1- La condition de filtre entre les deux matériaux est déterminante. Avec D15/d85<9, il n'y a pas érosion (« filtration »). Avec D15/d85>15-25, il y a érosion permanente et la vitesse d'érosion est indépendante de la granulométrie. Entre les deux, la vitesse critique dépend de la condition géométrique.

2- La vitesse de Darcy de 1 cm/s est un seuil très souvent retrouvé à court terme. Des vitesses plus faibles peuvent initier l'érosion, pour les matériaux fins non plastiques ou dispersifs, et peut être pour les matériaux fins à long terme.

L'initiation de l'érosion ne signifie pas nécessairement progression de l'érosion. Les essais les plus nombreux concernent la situation de sable au-dessus du gravier ; pour ces essais, il y a une différence sensible entre la vitesse d'initiation et la vitesse assurant la progression.

Il importe de garder en mémoire que l'effet de la gravité, du taux de compactage et du temps n'ont pas été complètement évalué par les essais d'Erinoh.

Accidents réels

La catégorie d'ouvrages exposés concerne les digues sur fondations alluviales. Il est important de signaler qu'il n'existe pas de rupture documentée par érosion de contact sur une digue en France. Les essais de rupture à échelle 1 lancés par CNR et EDF sur un tronçon de digue de 2 m de hauteur mettent cependant en évidence l'apparition de conduit d'érosion à la base des noyaux en limon. Pour que ces conduits ne débouchent pas en renard, ils doivent être :

1 - soit contrôlés par une recharge aval pulvérulente, filtrante, drainante et suffisamment épaisse pour n'être pas sujette au claquage hydraulique ;

2 - soit surveillés par l'analyse de l'évolution du débit, de la piézométrie ou de la température.

Le Guide examine dans quelles conditions l'érosion à l'interface entre un remblai et sa fondation rocheuse fissurée peut être analysée par cette approche.

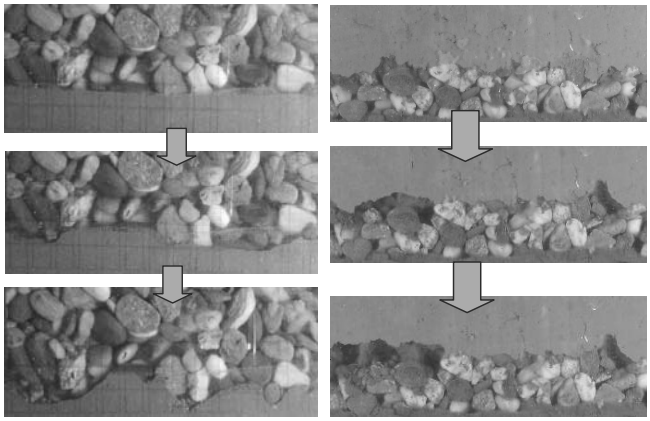


FIGURE 9 : ÉROSION DE CONTACT (BEGUIN 2011) - GAUCHE : GRAVIER SUR SABLE DROITE : LIMON SUR GRAVIER

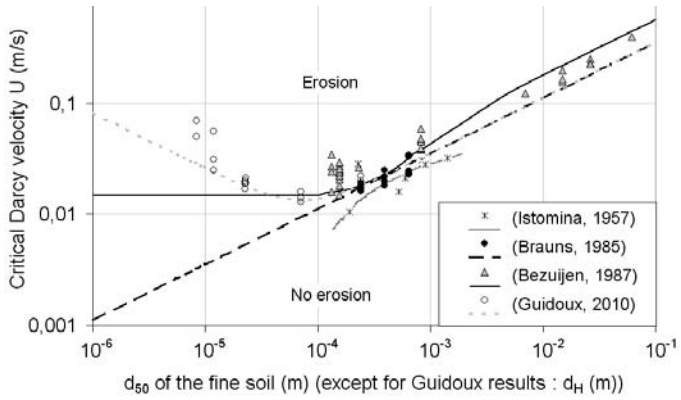


FIGURE 10 : SEUIL D'INITIATION EN VITESSE DE DARCY CRITIQUE POUR L'ÉROSION DE CONTACT (BÉGUIN 2011)

Synthèse

Les phénomènes observés dans le cas de l'érosion de contact rejoignent la discussion plus vaste relative au comportement des filtres. Le respect des règles de filtre garantit contre l'érosion de contact Lorsque les règles de filtre ne sont pas satisfaites, le jugement est délicat. En première approximation, l'approche est pilotée par la cohésion et l'effet de la gravité :

- sols cohésifs sous sol grossier (et argile sur sol grossier) : situation à examiner dans le cadre de l'érosion de conduit, avec un conduit d'un diamètre équivalent aux constrictions dans les graviers,
- limon ou argile dispersive, voire sable fin sur sol grossier : l'écoulement fait perdre la cohésion ; de petites vitesses suffisent à entraîner les particules ; le sol meuble a suffisamment de cohésion pour tenir un toit,: cas standard de l'érosion de contact, avec application des critères en vitesse issus de Shields et repris ci-dessus.

Suffusion

Phénomènes

Trois conditions, pour partie analogues à celles de l'érosion de contact, sont nécessaires à l'initiation de la suffusion :

1 - **mécanique** (absence de confinement ou liberté de mouvement) : exprimant qu'une fraction de fines est soumise à des contraintes effectives bien inférieures à celles appliquées sur les grains du squelette et est libre de circuler entre les grosses particules;

2 - géométrique : exprimant que la courbe granulométrique est si étendue qu'elle ne vérifie pas le critère d'auto-filtration;

3 - hydraulique : exprimant qu'il existe au moins un écoulement préférentiel où la vitesse de l'eau est supérieure à la vitesse critique d'entraînement des fines.

La liberté de mouvement des fines désigne non pas les grains inférieurs à 80 microns, mais les particules mobiles dans le squelette grossier : ce sont souvent les grains de sables (<2mm). Les matériaux grossiers qui flottent dans la matrice fine ne sont pas concernés par la suffusion mais par l'érosion régressive. Il existe donc un pourcentage de la matrice fine limite S* au delà duquel la suffusion laisse place à l'érosion régressive. Ce pourcentage S* est compris entre 20% (granulométrie étalée) et 35% (granulométrie étroite). La condition géométrique est vérifiée par les granulométries discontinues des alluvions (où il manque le sable grossier entre 1 et 5mm), des graves polluées et des granulométries rectilignes (moraines, sols d'altération granitique). Elle est mise en évidence par la condition unifiée de Li et Fannin [2008] utilisant le critère de Kenney &Lau pour un pourcentage de fines inférieur à 15% et le critère de Kezdi pour un pourcentage de particules mobiles supérieur à 15%. La condition hydraulique est acquise, de manière analogue à l'érosion de contact, mais seulement dans les pores où la vitesse de Darcy maximale dépasse la vitesse critique de Shields. Le confinement et le compactage des sols diminuent la sensibilité à la suffusion, mais la ségrégation l'amplifie considérablement.

Laboratoire

Les matériaux contenant une fraction argileuse conséquente (IP<7 ou %<2microns>10% montrent en laboratoire des seuils très élevés, gradients supérieurs à 5, pour générer de la suffusion, qui sont très rarement atteints sur site. Au contraire, les matériaux grossiers pulvérulents perdent leurs particules fines d'autant plus facilement que la condition de filtre par les grosses particules est dépassée (i.e. que le rapport H/F de Kenney & Lau est faible où F est la fraction de fines mobiles de diamètre d et H est la fraction en poids de particules de diamètre compris entre d et 4d). Ainsi le gradient hydraulique moyen est le gradient hydraulique critique pour H/F=1.3 et ne dépend plus que de la perméabilité et de la taille des particules mobiles (i<0,2) pour H/F< 0,5. Entre les deux, il est croissant avec la valeur de H/F. Après l'initiation, trois stades de progression peuvent être observés en augmentant le gradient : un transport épars de particules, puis une suffusion « en masse » ou transport massif de particules fines (plusieurs % du poids) apparaît et enfin un colmatage progressif suivi d'un brusque claquage

hydraulique ou débourrage. Les essais en oedo-perméamètre montrent que la valeur du gradient hydraulique de claquage est d'autant plus basse que le rapport H/F est faible ou que le pourcentage de particules mobiles est faible. Mais le gradient mesuré en laboratoire est local, en changeant la taille de l'appareillage ou les conditions aux limites de l'expérience il peut changer de valeur. Rien ne démontre que ces seuils sont identiques sur site. La suffusion en masse précède quatre phénomènes, l'instabilité par génération de pression interstitielle, le tassement (global ou ponctuel dans les fontis), la liquéfaction statique (après perte de matière et baisse significative de densité relative) et le claquage (après colmatage). Les deux derniers sont de loin, les phénomènes les plus dangereux. Mais tous ont une cinétique suffisamment lente pour être détectables.

Accidents réels

Le barrage de Saint-Pardoux est un barrage homogène en arènes granitiques, muni d'un tapis filtrant (Figure 11). Après la mise en eau, l'évolution de la piézométrie et l'observation du talus aval ont mis en évidence une saturation progressive du talus aval. Ce phénomène a été interprété comme résultant d'un processus de suffusion : les particules fines des arènes ont migré vers le tapis et l'ont colmaté [2]. Ce phénomène s'est produit dans des circonstances identiques au barrage de Beaune 2.

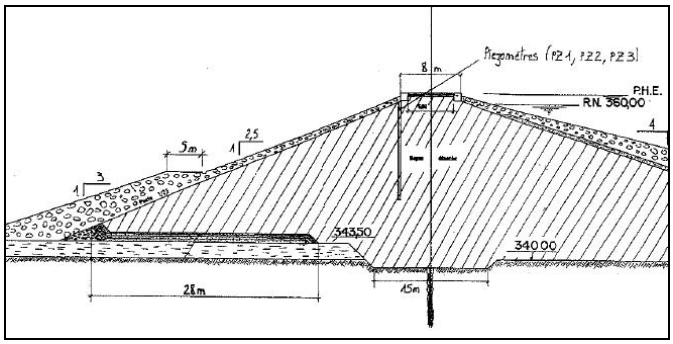


FIGURE 11 : PROFIL AVAL DU BARRAGE DE SAINT-PARDOUX

Dans les deux cas, les débits totaux collectés au pied du barrage sont de l'ordre de un à quelques litres par seconde. Dans les arènes du corps du barrage, un tel débit correspond à des vitesses d'écoulement très faibles, plusieurs ordres de grandeur inférieurs à 1 cm/s. Le colmatage du drain ne provient donc pas d'une suffusion généralisée des matériaux du corps du barrage. Il s'agit plutôt d'effets locaux d'érosion à proximité immédiate du drain, là où, localement, des vitesses plus élevées peuvent se développer.

La Pologne présente des ouvrages particuliers, où la suffusion a contribué ou allait contribuer à la liquéfaction statique. Seules les campagnes de pénétromètres sont aptes à détecter cette évolution. Les densités relatives inférieures à 30% en sont les signes précurseurs.

Plusieurs prototypes de digues construits en laboratoire d'hydraulique par CNR et EDF ont eu leur recharge aval claquée après colmatage. Pour éviter que ce type de progression ne s'ouvre sur une brèche, la barrière de défense recommandée contre ce mode de rupture consiste à dimensionner l'épaisseur de la recharge avec un coefficient de sécurité de 1.3 vis-à-vis du claquage hydraulique.

Synthèse

La suffusion a des formes très variées sur ouvrage réel. Elle dépend de la nature granulométrique du matériau. La suffusion des matériaux argileux n'est pas à court terme un problème sur site, car les gradients critiques sont trop élevés pour qu'elle s'initie. A contrario, les matériaux grossiers sont souvent sujets à la suffusion initiée avec des gradients faibles (< 0,2). La valeur du gradient critique augmente avec les conditions d'auto-filtration. La vitesse critique de suffusion dépend de la taille des particules mobiles. La progression de la suffusion a trois stades : discrète, massive et colmatage. Elle déclenche alors d'autres mécanismes : instabilité par génération de pression, tassement, liquéfaction ou claquage. Bien que très rares, ces deux dernières situations sont à redouter et à éviter par une surveillance adaptée. La suffusion est décelable dans le temps, car elle conduit à modifier lentement la structure et surtout la perméabilité des sols. Cette modification de perméabilité part à la hausse dans le noyau et à la baisse dans le filtre ou la recharge aval.

Conclusion : application aux levées

Contexte et difficultés

Les particularités des digues de protection sont :

1 - les chargements hydrauliques sont modestes et rapides,

2 - le comportement en crue est mal connu,

3 - les matériaux sont hétérogènes, mal connus, et souvent mal compactés dans ces ouvrages de grand linéaire,

4 - les fondations sont alluviales récentes, meubles, peu denses et hétérogènes, au gré des crues de la rivière,

5 - la hauteur et l'épaisseur sont faibles, donc sensibles à tous les défauts, comme les terriers ou les réseaux racinaires,

6 – la conception ancienne est non conforme à l'état de l'art.

Ces caractéristiques impliqueraient la présence de filtres, barrière centrale de sécurité contre l'érosion interne, or elles en sont souvent démunies. Et dans le même temps, ces digues et leur fondation contiennent souvent des matériaux très érodables et sensibles à l'eau (sable, loess, limon) et qu'elles n'ont jamais été testées à la crue de projet. Cela rend la prédiction du comportement vis-à-vis de l'érosion interne extrêmement difficile. Car, contrairement aux autres modes de rupture, l'érosion interne est un phénomène local, qui se produira sur le point faible de la digue – point faible caché, délicat à localiser et caractériser.

Modes de rupture connus des digues de protection

De sa source à son embouchure, la rivière est bordée de digues dont la pathologie va évoluer avec la nature des

matériaux traversés. En montagne, les colluvions, les éboulis développent la suffusion, en vallée alluviale, l'érosion de contact apparaît avec le dépôt de limon et enfin dans le delta, l'érosion de conduit et l'érosion régressive se développent dans les sables ou les limons.

La littérature donne peu d'exemples de rupture de digues par érosion interne documentés, du fait que les digues sont moins suivies que les barrages et que les témoins sont rares. Ainsi, il n'existe pas de rupture de digues de canaux hydro-électriques réalisées en alluvions grossières. En revanche une demi-douzaine de ruptures par renard a été recensée sur les digues de la Loire au cours des trois crues décennales du XIX° siècle. Les crues du Petit-Rhône d'octobre 1993 et de janvier 1994 ont occasionné une série de 16 brèches, toutes par érosion de conduit : 13 par des terriers de fouisseurs, dont certains traversaient entièrement la digue et 3 à partir de tuyaux traversant la digue. Les crues du Danube dans les années 60 ont provoqué plus de 2000 incidents mais peu connus. Les crues de 2005 et 2006 en Roumanie, Tchéquie et Pologne apportent des cas de rupture par érosion interne, occasionnés pour la plupart par un ouvrage traversant. Les digues du Mississipi, en argile sur fondation sableuse peu dense, ont connu des incidents sérieux par érosion régressive. La crue de 1937 a été la plus sévère, sans rupture ! En conclusion, l'érosion régressive est à l'origine de beaucoup d'incidents, mais peu de ruptures authentifiées : le tumulus prévient suffisamment à l'avance ! En définitive, l'érosion de conduit apparaît le phénomène le plus à craindre.

Approches de la sécurité des digues de protection

Sans entrer dans les développements qui figurent dans le guide, ce document fournit quelques clés d'une approche de la sécurité des digues de protection. :

Il convient tout d'abord de reconnaître avec soin les matériaux constitutifs de la digue et de sa fondation, afin de savoir si certains sont érodables à très érodables. Si la réponse est positive, il convient d'évaluer la conception pour localiser les faiblesses qui pourraient engendrer la rupture par une érosion de conduit. Des barrières à ces faiblesses sont à concevoir, car la surveillance traditionnelle n'aurait pas le temps d'intervenir. Par exemple toute structure traversante ou de transition devrait être associée à un complexe filtrant, drainant et pesant à sa sortie aval. Si les matériaux sont résistants, il est alors possible d'organiser une surveillance adaptée à la cinétique de l'érosion (au Royaume-Uni l'absence de rupture par érosion interne provient en grande partie du caractère résistant des argiles plastiques).

Si l'un des trois autres mécanismes est potentiellement déclenché par les crues, il doit être pris en charge par la planification d'une surveillance et d'une intervention héroïque. Les petites crues sont mises à profit pour détecter les zones de faiblesse. La plupart des mécanismes « préviennent » par dépassement du seuil d'initiation de l'érosion, puis il faut une charge plus élevée pour provoquer le processus menant à la rupture. Donc apport décisif de l'observation en crue fréquente (visuelle pendant et post crue; fibre). La surveillance a ses limites et doit céder la place à la conception (coupure ou filtration moderne) si les enjeux sont importants et si la digue n'a pas été « récemment testée ».

Remerciements

Le projet ERINOH (2006-2012) a été soutenu par l'ANR (Programme PGCU) et par l'IREX.

Références

[1] BEGUIN R. (2011) Etude multi-échelle d'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre. Thèse de l'Université Joseph Fourier. Grenoble. 320 p.

[2] BISTER D., FRY J.J., COSTAZ J., HOUIS J., DUPAS J.M., DEGOUTTE G., LINO M., RIZZOLI J.L, 1994. Réhabilitation de la sécurité de barrages en remblai ; exemples d'application, CIGB, Q 68, R 43, Durban, 645-670.

[3] BONELLI, S. BENAHMED, N. (2011) Piping flow erosion in water retaining structures. Int. J. Hydropower and Dams, Issue 3, 94-98.

[4] CFBR 1997. Érosion interne : typologie, détection et réparation, Comité français des grands barrages, Barrages et réservoirs, bulletin n° 6 spécial congrès CIGB Florence, 126 p

[5] FOSTER, M.A. AND FELL, R. (1999). A framework for estimating the probability of failure of embankment dams by piping using event tree methods. UNICIV Report No. R-377. School of Civil and Environmental Engineering. The University of New South Wales. ISBN: 85841 343 4.

[6] FRY J-J (2007) Current practice and new view on granular filters. Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees. Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Editors M Aufleger, J-J Fry, M.Goltz and S. Perzlmaier.

[7] LI, M. AND FANNIN, R.J. (2008) A comparison of two criteria for internal instability of granular soils. Canadian Geotechnical Journal, 45 pages 1303-1309

[8] WAN, C.F. AND FELL, R. (2002). Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the slot erosion test and the hole erosion test. UNICIV Report No. R-412, ISBN: 85841 379 5, School of Civil and Environmental Engineering. The University of New South Wales.

[9] WAN, C.F. AND FELL, R. (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. ASCE Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering, Vol. 130, No. 4, 373-380.

Guide ERINOH : les essais de laboratoire

ERINOH Guidelines (volume 1): laboratory tests

S. Bonelli

Irstea, Aix-en-Provence, stephane.bonelli@irstea.fr

Résumé

Depuis 2005, il est admis que les quatre types d'érosion interne importants pour les ouvrages hydrauliques et leur fondation sont la suffusion, l'érosion de contact, l'érosion régressive et l'érosion de conduit. Cette communication rassemble quelques repères afin de mieux appréhender la complexité de l'érosion interne, mais aussi de comprendre qu'il est indispensable de réaliser, pour chaque sol, des essais de laboratoire, comme il est d'usage en mécanique des sols. Il est maintenant possible de réaliser des essais d'érosion. Le Guide ERINOH rassemble les informations relatives aux 16 dispositifs expérimentaux associés au projet de recherche ERINOH.

Abstract

Since 2005, it is assumed that the four types of internal erosion important for hydraulic structures and their foundations are suffusion, contact erosion, backward erosion and concentrated leak erosion. This communication helps to better understand the complexity of internal erosion, but also to understand that it is essential to carry out, for each soil, laboratory tests, as is usual in soil mechanics. It is now possible to perform erosion tests at the laboratory. The ERINOH Guide gathers information about the 16 experimental devices associated with the ERINOH project.

Introduction

Le domaine du transport sédimentaire a été fécond, depuis plusieurs décennies, en travaux portant sur l'érosion d'un fond mobile sous un écoulement à surface libre. Ce phénomène est étudié par un très grand nombre de laboratoires, relevant essentiellement de la mécanique des fluides. Dans ces travaux, le sol est très peu considéré et, pour l'heure, les modèles d'érosion pour des sols fins avec cohésion sont purement empiriques. Il n'existe pas d'essai de laboratoire opérationnel pour caractériser la sensibilité d'un tel sol à l'érosion vis à vis des écoulements à surface libre.

Il y a de plus souvent confusion entre transport sédimentaire et érosion: en hydraulique fluviale, l'érosion est vue comme un gradient spatial de capacité de transport à l'état stationnaire, soit un bilan (assez grossier) entre détachement, transport et dépôt. Par exemple, le seuil de Shields est souvent considéré comme un seuil de détachement de grain de sable, alors que c'est un seuil de capacité maximale de transport de ce grain à l'équilibre.

En ce qui concerne les ouvrages hydrauliques et l'érosion interne, la question est ancienne et la préoccupation est majeure. Dans le bulletin de Barrages&Réservoir édité en 1997 pour le congrès ICOLD (Int. Congress on Larges Dams) de Florence, huit phénomènes de détachement (la boulance, la suffusion, l'érosion régressive, le débourrage, la dissolution, la dispersion, l'entraînement et l'exsolution) et deux types de transport (transport dans un conduit, et transport dans l'espace poreux) ont été identifiés [1].

Cette classification, illustrée Figure 1, est essentiellement basée sur des observations de terrain et des raisonnements déductifs. Les phénomènes de filtration, de dépôt et de colmatage, sont absents.

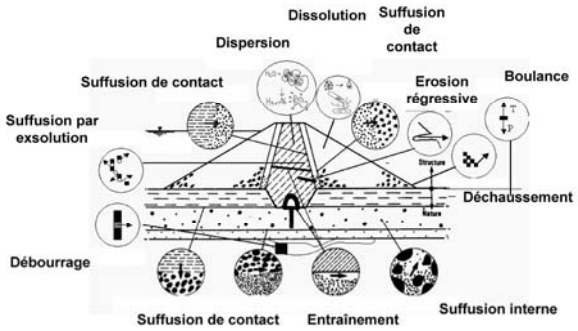


FIGURE 1: LES DIVERS PHÉNOMÈNES INITIATEURS DE L'ÉROSION INTERNE DANS UN BARRAGE [1]

A Aussois, lors de l'atelier international de 2005 organisé par J.-J. Fry et R. Fell, la description a été simplifiée [2]. Quatre types d'érosion, illustrés sur la Figure 2, ont été proposés par R. Fell et J.-J. Fry :

- la suffusion ;
- l'érosion de contact entre deux sols ;
- l'érosion régressive ;
- l'érosion de conduit par écoulement localisé.

La recherche s'est ensuite accélérée. Le groupe européen sur l'érosion interne (EGWIE) animé par J.-J. Fry de 2004 à 2012 a produit un Bulletin ICOLD en 2012 [3].

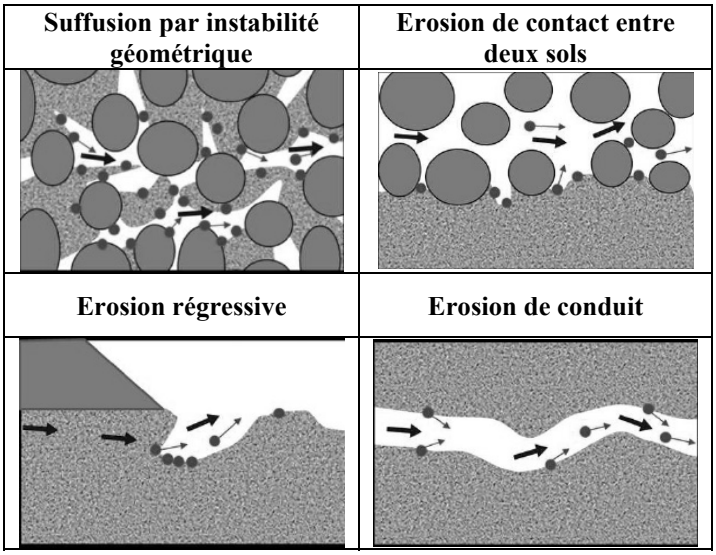


FIGURE 2 : LES QUATRE TYPES D'ÉROSION INTERNE (FIGURES EXTRAITES DE LA THÈSE DE R. BEGUIN, VOIR [6])

C'est dans ce cadre que les travaux du projet de recherche ERINOH (Erosion interne dans les ouvrages hydrauliques) ont été réalisés entre 2006 et 2012. L'un des thèmes du projet concerne les essais de laboratoire pour l'érosion interne. Plusieurs dispositifs expérimentaux ont été élaborés.

L'un des trois guides du projet ERINOH concerne les essais de laboratoire [4]. Cette communication a pour but de donner quelques repères. Pour les détails (y compris les nombreuses sources bibliographiques), il est nécessaire de se référer aux ouvrages afférents [5-7].

Les quatre types d'érosion interne

Les quatre types d'érosion interne de Fell et Fry sont la suffusion, l'érosion de contact, l'érosion régressive et l'érosion de conduit. Le dépôt et le colmatage ne sont toujours pas considérés. Le cas de l'érosion chimique (argiles dispersives par exemple) n'est pas traité ici, mais il n'a pas été négligé. C'est sur cette description que la recherche expérimentale au sein du projet ERINOH a été élaborée : nous avons conçu des expérimentations destinées à reproduire au laboratoire, de manière contrôlée, chacun de ces mécanismes, en considérant considérant que la filtration (dont le colmatage est un état ultime) est également un mécanisme, indissociable. Ces expérimentations ne sont pas des modèles réduits. Elles sont assimilables à des essais de laboratoire de mécanique des sols.

La suffusion

La suffusion survient à l'intérieur du sol. C'est le détachement des petites particules de sol et leur transport dans les pores de la matrice granulaire sous l'action de l'écoulement de l'eau interne au sol, laminaire ou laminaire inertiel. On dit souvent qu'un sol susceptible d'être le lieu d'une suffusion présente « une instabilité granulométrique interne ». Un sol auto-filtrant n'est pas suffusif. Un sol peut ne pas être auto-filtrant mais avoir une granulométrie stable vis à vis de la suffusion. C'est ce qui explique que les critères historiques de Sherard (1979) ou de Kenney et Lau (1985-86) sont trop conservatifs.

Pour qu'il y ait suffusion, il faut vérifier trois critères :

- la vitesse de l'écoulement doit être suffisante pour provoquer le détachement et le transport des particules ;
- les particules ne doivent pas remplir entièrement les vides pour permettre un écoulement significatif, et que les grains de taille importante forment une matrice de grains en contact ;
- la taille des particules doit être inférieure à la taille des vides se trouvant entre les grains de la matrice (les constrictions) pour pouvoir migrer.

La suffusion est *a priori* susceptible de concerner tous les types de sol, mais pour l'heure, seul le cas des sols granulaire et sans cohésion intéresse le praticien. Pour ces sols, la suffusion peut survenir pour des gradients hydrauliques inférieurs à un (parfois inférieurs à 0,3).

C'est un phénomène très lent aux très nombreuses conséquences possibles. Il est influencé par l'état de contrainte du sol : il est donc susceptible de s'arrêter en fonction de la situation, à conditions extérieures constantes.

La suffusion est un phénomène très difficile à caractériser expérimentalement, car indissociable de la filtration, et impliquant une hétérogénéité de l'échantillon. On peut par exemple avoir une augmentation de la perméabilité en moyenne, avec un colmatage par remplissage d'une très petite zone porale qui barre l'écoulement. Pour plus de détails, se référer à [6] et [7].

L'érosion de contact

L'érosion de contact survient à l'interface entre un sol fin et un sol grossier. C'est le détachement des petites particules du sol fin et leur transport dans les pores de la matrice granulaire du sol grossier sous l'action de l'écoulement de l'eau interne au sol grossier, laminaire ou laminaire inertiel.

Si les deux sols en contact respectent les règles de filtre, il ne peut pas y avoir érosion de contact. Pour qu'il y ait érosion de contact, il faut vérifier deux critères :

- la vitesse de l'écoulement doit être suffisante à l'intérieur du sol grossier pour provoquer le détachement et le transport des particules du sol fin ;
- la taille des particules du sol fin doit être inférieure à la taille des vides se trouvant entre les grains de la matrice du sol grossier (les constrictions) pour pouvoir migrer.

L'érosion de contact est *a priori* susceptible de concerner tous les types de sol, mais pour l'heure, seul le cas des sols granulaire et sans cohésion intéresse le praticien. Pour ces sols, l'érosion de contact peut survenir pour des gradients

hydrauliques globaux nettement inférieurs à un, et des vitesses de Darcy de l'ordre du cm/s dans le sol grossier.

C'est un phénomène lent aux nombreuses conséquences possibles. Il est influencé par l'état de contrainte du sol. Il est susceptible de s'accélérer ou de s'arrêter en fonction des situations, à conditions extérieures constantes. L'érosion de contact est un phénomène actuellement bien reproduit au laboratoire. Pour plus de détails, se référer à [6] et [7].

L'érosion régressive

L'érosion régressive survient à l'interface entre un sol et un conduit en formation. Ce conduit peut être interne au sol, ou sous une couche rigide, ou ouvert à l'air libre. C'est le détachement des particules du sol sous l'action d'un écoulement d'eau sortant du sol, très lent, laminaire.

L'érosion régressive est caractérisée par le fait que le phénomène - l'évolution du conduit - se propage dans le sens inverse de l'écoulement de l'eau. La longueur du conduit augmente, ce qui réduit la longueur de l'écoulement interne.

Pour qu'il y ait érosion régressive, il faut vérifier une seule condition : la vitesse de l'écoulement sortant du sol doit être suffisante pour détacher les particules de sol et les transporter un peu plus loin.

L'érosion régressive ne peut pas survenir dans un sol à faible perméabilité. Elle ne concerne que les sols granulaires et sans cohésion. Comme c'est le gradient hydraulique local (au droit de la sortie d'eau) qui joue un rôle, l'érosion régressive peut survenir pour des gradients hydrauliques globaux nettement inférieurs à un. C'est un phénomène susceptible de s'accélérer ou de s'arrêter en fonction des situations, à différence de niveau amont/aval constante.

L'érosion régressive est un phénomène qui a été étudié expérimentalement aux Pays-Bas (Geodelft puis Deltares). Cette étude a permis de calibrer des modèles empiriques et numériques. Il en résulte qu'il ne semble pas nécessaire de programmer des essais de laboratoire à chaque fois que l'on se pose la question de l'occurrence d'une érosion régressive : une démarche de modélisation semble plus adaptée.

Les règles historiques de Bligh (1910) ou de Lane (1934) sont trop conservatives, et très approximatives. La règle de Sellmeijer (1988) est actuellement la plus opérationnelle. Le logiciel de Deltares développé également par Sellmeijer (2010) permet d'étudier des configurations complexes.

Pour plus de détails, se référer à [5] et [7].

L'érosion de conduit

L'érosion de conduit survient à l'interface entre un sol et un conduit en formation. Ce conduit est interne au sol. Il relie l'amont à l'aval. Son diamètre augmente avec l'érosion, qui est le détachement des particules du sol. Ce détachement est provoqué par l'écoulement d'eau dans le conduit, le plus souvent turbulent (avec des vitesses supérieures au m/s).

Pour qu'il y ait érosion de conduit, il faut vérifier deux critères :

- la vitesse de l'écoulement doit être suffisante à l'intérieur du conduit pour provoquer le détachement et le transport des particules du sol ;
- le conduit doit relier l'amont à l'aval.

L'érosion de conduit ne peut pas survenir dans un sol sans cohésion. Un conduit reliant l'amont à l'aval dans un tel sol (granulaire donc) nécessite une couche de sol suffisamment solide au-dessus. Cette situation est plutôt assimilable au stade ultime d'une érosion régressive et est traitée dans ce cadre. L'érosion de conduit ne concerne que les sols cohésifs. C'est un phénomène à la cinétique extrêmement variable, qui va toujours s'accélérer de manière catastrophique à différence de niveau amont/aval constante.

L'érosion de conduit est un phénomène actuellement bien reproduit au laboratoire. Les résultats d'essai de laboratoire permettent de calibrer un modèle empirique et numérique de rupture par brèche d'ouvrage hydraulique. Pour plus de détails, se référer à [6] et [7].

Les grandeurs élémentaires

Qu'est-ce qui est érodé ?

L'érosion mécanique est le détachement de matériau causé par un écoulement de fluide. L'érosion chimique est le détachement causé par la seule mise en contact du sol et du fluide. La matière solide érodée peut *a priori* être:

- des grains de sable
- des fines (argile, limon), notamment
  - des feuillets d'argile (assemblage de couches) ou des cristallites composées d'un feuillet et d'un espace interfeuillet ;
  - des particules d'argile (assemblage de quelques dizaines de cristallite) ;
  - des agrégats de particules d'argile (assemblage de plusieurs cristallites, ce peut éventuellement être des flocons).

Les tailles des particules et des agrégats sont données par la granulométrie. La taille des cristallites est donnée par diffraction de rayons X. Il est peu pertinent de considérer que les feuillets d'argiles puissent être isolément détachés par une érosion mécanique ; cela est plus pertinent pour une érosion chimique.

La vision "du premier grain érodé" n'est pas utile ici : une approche statistique, moyenne, est plus adaptée. La notion de seuil, qui n'est qu'un modèle, n'est pas toujours adaptée. Si elle est nécessaire, elle n'intervient que bien plus tard, après l'expérimentation, lors de sa modélisation.

Les forces résistantes

Pour qu'il y ait détachement, il faut que la sollicitation hydraulique soit supérieure aux efforts résistants. Les efforts résistants peuvent être :

- le poids propre ;
- le frottement ;
- les blocages géométriques (frustration) ;
- les forces d'adhésion locale, de trois types :
  - forces intermoléculaires de Wan der Waals (interaction attractive entre dipôles électrostatiques) ;
  - forces électrostatiques de Coulomb ; ces forces liées aux charges superficielles peuvent être, suivant le signe de ces charges, d'attraction ou de répulsion ;
  - liaisons chimiques
    - liaisons ioniques ; ce sont des liaisons chimiques assimilables à des interactions électrostatiques de Coulomb entre des ions ;
    - liaisons covalentes, liaisons chimiques de mise en commun de doublets d'électrons entre atomes. Elles tendent à être plus forte que les liaisons ioniques ;
    - liaisons hydrogène, ou Ponts hydrogènes ; ce sont des liaisons chimiques intermoléculaires qui impliquent un atome d'hydrogène ; ces liaisons sont 20 fois plus faibles que les liaisons covalentes, 10 fois plus fortes que les forces de Wan der Waals.

Cette liste illustre la complexité du phénomène de détachement, et lève le voile sur le travail à mener pour comprendre le détachement par érosion d'un sol cohésif. Elle est cruciale pour la compréhension. Par exemple, une partie des forces d'adhésion locale peut être liée à l'état du hydrique du sol (forces capillaires dues à la non saturation). Une autre partie peut être la conséquence de liens solides et de cimentation (composés organiques, silices, oxydes de fer).

Les forces intermoléculaires varient comme $1/r^n$ où r est la distance entre les feuillets et n=2 à 7. Les forces électrostatiques varient comme $1/r^2$. Une augmentation de densité (par compactage par ex.) provoque un rapprochement des feuillets, donc une augmentation des forces d'attraction intermoléculaires, mais aussi une augmentation (en valeur absolue) des forces électrostatiques, qui sont en général répulsives entre particules de même nature (répulsion de double couche). En conséquence, on ne peut *a priori* pas affirmer qu'une densification améliore systématiquement la résistance à l'érosion.

De même, pour les liaisons chimiques, on sait par exemple que l'influence du fluide libre peut-être discriminante suivant le type d'argile : du CCl_4 donne un meilleur c_u que du NaCl (50%), qui donne un meilleur c_u que de l'eau pour une Kaolinite. Le résultat est inversé pour une Smectite. Il est possible que le même type de résultat discriminant soit obtenu pour la résistance à l'érosion.

Les sols

Nous avons considéré trois types de minéraux (Tableau 1), avant d'étudier des mélanges. Cette démarche est fondamentale, comme cela est illustré sur la Figure 3 : un sol naturel sera susceptible de mobiliser les trois types de forces résistantes. Les matériaux modèles du projet sont :

- trois argiles modèles
  - une kaolinite Proclay ;
  - une illite ;
  - une montmorillonite ;
- deux sables modèles
  - un sable rond, d'Hostun HN 34 ;
  - un sable angulaire, de Fontainebleau NE 34.

Il est possible, en appliquant la loi des mélanges de manière adaptée et à la bonne grandeur, de formuler une loi d'érosion pour un mélange à partir des lois d'érosion de chaque constituant. Cette démarche n'a encore jamais été entreprise. Malheureusement, elle n'est pas suffisante. Elle n'est pas représentative de sols naturels contenant des argiles moins répandues (ex. palygorskite) ou des argiles interstratifiées. Ces minéraux ne sont pas un simple mélange de particules de différents minéraux de base, mais constitue un minéral à part entière : les particules sont composées d'un empilement de plusieurs types de couches. Par exemple, l'argile FoCa7 se compose à 80% d'un interstratifié de smectite/kaolinite (50/50), ce qui n'est pas assimilable à un mélange de 50% de smectite et de 50% de kaolinite. Ces interstratifiés sont assimilables à des agrégats de particules. Par exemple, un agrégat illite / smectite peut avoir un comportement d'illite à l'intérieur, et de smectite en périphérie.

Il en résulte que rechercher des formules permettant d'estimer la résistance à l'érosion à partir d'informations sur le sol est d'un intérêt limité. Des essais de laboratoire sont indispensables. Ceci est déjà bien connu en géotechnique : il n'existe aucune formule opérationnelle permettant d'estimer la résistance au cisaillement d'un sol à partir d'informations sur ce sol : les essais de laboratoire sont indispensables.

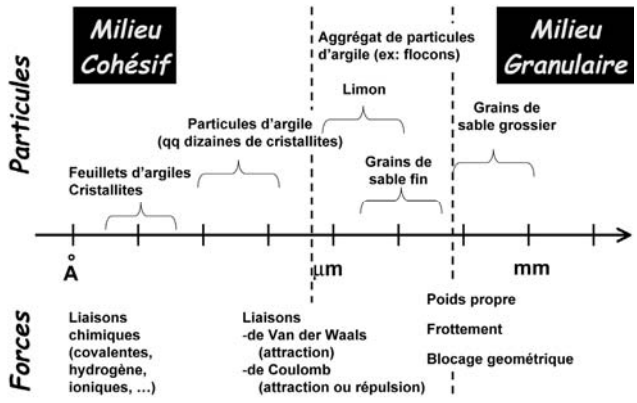


FIGURE 3: LES FORCES RÉSISTANTES EN FONCTION DE LA DIMENSION DES PARTICULES ÉRODÉES

Les mécanismes élémentaires

La définition de l'érosion est intimement liée à l'échelle choisie pour traiter la question associée. Les grandes échelles de temps et d'espace relèvent de la géomorphologie, où la démarche est naturaliste : observation et compréhension. A l'échelle du bassin versant ou de la description locale du cours d'eau, c'est l'hydraulique qui prime, avec une description de type transport solide moyennant détachement, transport et dépôt. A l'échelle de l'ouvrage hydraulique, la mécanique des sols et la mécanique des fluides sont intimement couplés. Il est donc naturel qu'apparaissent les essais de laboratoire, d'usage courant en mécanique des sols.

Pour bien comprendre ce qui est discriminant parmi les quatre types d'érosion interne, il est intéressant de voir comment se déclinent les deux types élémentaires d'érosion et les trois mécanismes élémentaires associés.

Les deux types élémentaires d'érosion à l'échelle d'un ouvrage ou d'une expérimentation de laboratoire de type « mécanique des sols » sont :

- l'érosion interface ;
- l'érosion de volume.

Nous préférons *érosion d'interface*, car elle est plus générale que la dénomination *érosion de surface* qui peut prêter à confusion (surface= « à la surface » donc « à la surface de l'ouvrage »). Le Tableau 2 propose une classification des différents types d'érosion d'interface en fonction de la direction de l'écoulement par rapport à l'interface sol/écoulement, et en fonction du type d'écoulement (la sollicitation hydraulique). Cette classification met en perspective les quatre types d'érosion interne de Fell et Fry, par rapport à d'autres types d'érosion rencontrés en milieu naturel, notamment.

Nous regroupons sous le terme *érosion de volume* la suffusion et la filtration. Ce sont deux mécanismes distincts, mais indissociables expérimentalement : lorsque l'on étudie l'un de ces mécanismes, l'autre est toujours susceptible d'apparaître. Dans un cas, les particules fines sont détachées de la matrice granulaire par l'écoulement d'eau et transportées à travers celle-ci. Dans l'autre cas, les particules fines transportées se déposent sur la matrice granulaire. Ceci est illustré sur la Figure 4.

Les trois mécanismes élémentaires relatifs à l'érosion sont :

- le détachement ;
- le transport ;
- l'attachement.

Le Tableau 3 propose un positionnement des quatre type d'érosion de Fell et Fry en fonction des trois mécanismes élémentaires relatifs à l'érosion, et des deux types élémentaires d'érosion. Ce tableau offre un nouvel angle pour analyser l'érosion interne. Citons deux exemples.

L'érosion de contact combine *a priori* phénomènes de surface et de volume : l'érosion est à l'interface entre le sol érodé et l'écoulement interstitiel, mais les particules érodées sont ensuite filtrées (transport et attachement) par la matrice granulaire. L'érosion de contact ne préjuge pas de ce qui se passe ultérieurement au sein de la matrice granulaire. Si ces particules se collent à la matrice, puis sont à nouveau détachées (relargage), il faudra alors parler de suffusion.

Un autre exemple illustratif est l'enchaînement suffusion/érosion régressive. Le premier phénomène est de volume, le second est d'interface (c'est l'interface qui est régressive, de l'aval vers l'amont). Ces deux phénomènes ont été constatés sur une même expérimentation, à la presse triaxiale.

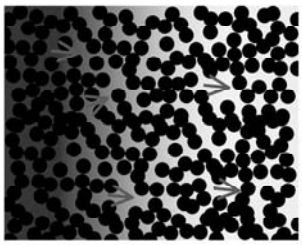
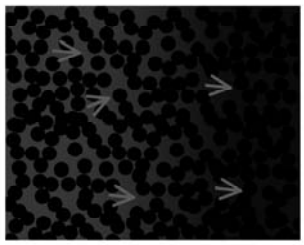
suffusion (détachement et transport)	filtration (transport et dépôt)
	

FIGURE 4 : PHÉNOMÈNES DE VOLUME, ÉROSION ET FILTRATION

Les dispositifs expérimentaux

Quels sont les appareillages disponibles ?

Au niveau international, les seules normes que nous connaissons concernant les essais d'érosion sont les normes ASTM (USA) relative au Crumb Test (ASTM D6572-06)et au Pin Hole Test (ASTM D4647-93(2006)) pour les sols dispersifs, et la norme relative au Jet Erosion Test pour l'érosion d'affouillement (ASTM D5852-00(2007)). Il est donc nécessaire d'accompagner les dispositifs expérimentaux que nous avons élaborés de recommandations. C'est l'objet du Guide ERINOH qui concerne les essais de laboratoire [4].

Pendant les 6 ans du projet ERINOH, ce sont 16 appareillages de laboratoire qui ont été conçus, construits, et mis au point. Certains ont même permis de quantifier la résistance à l'érosion de sols réels d'ouvrages hydrauliques existants, avec des échantillons remaniés, et même avec des échantillons intacts.

Seule l'érosion régressive n'a pas fait l'objet de recherches et développements au cours du projet ERINOH, mais elle été étudié expérimentalement aux Pays-Bas (Geodelft puis Deltares). Il ne semble pas nécessaire de réaliser des essais de laboratoire spécifiques: une démarche de modélisation semble plus adaptée.

TABLEAU 1 : LES TROIS TYPES DE MINÉRAUX LES PLUS RÉPANDUS DANS LES ARGILES

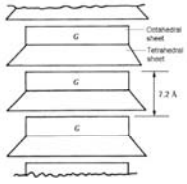
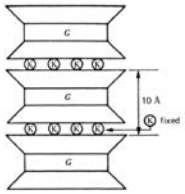
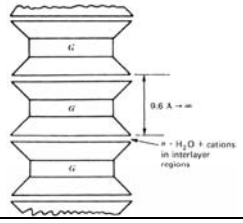
Minéraux	**Kaolinite**	**Illite**	**Smectite**
Représentation de Mitchell (1976)			
Cristallite élémentaire	**30 feuillets** **1 feuillet=2 couches**	**10 feuillets** **1 feuillet=3 couches**	**10 feuillets** **1 feuillet=3 couches**
Liaisons entre feuillets : - intermoléculaires - électrostatiques - chimiques	- forces de Wan de Waalls - charges de signes opposés - liaison hydrogène	- forces de Wan de Waalls - charges de même signe - ion Potassium	- forces de Wan de Waalls - charges de signes opposés - échanges de cations
	Liaison très forte essentiellement de type liaison hydrogène entre les feuillets.	Liaison faible avec des forces de Van de Waals et la présence de contre ions potassium K+ déshydratés entre les feuillets	Liaison très faible avec des forces de Van de Waals et la présence de contre ions positifs hydratés échangeables entre les feuillets
Surface d'échange	5 à 20 m^2/g	120 m^2/g	800 m^2/g
Influence chimique de l'eau	Faible	Visible	Très importante

TABLEAU 2 : CLASSIFICATION DES DIFFÉRENTS TYPES D'ÉROSION D'INTERFACE EN FONCTION DE LA DIRECTION DE L'ÉCOULEMENT PAR RAPPORT À L'INTERFACE ET DU TYPE D'ÉCOULEMENT (LA SOLLICITATION)

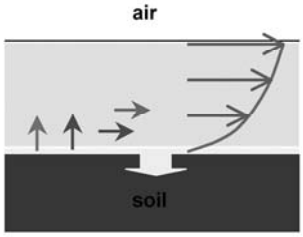
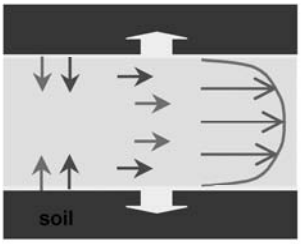
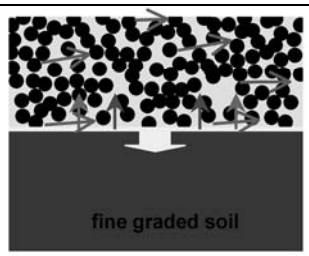
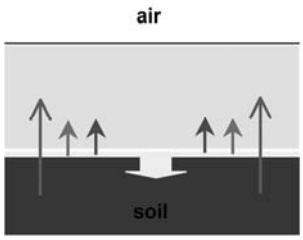
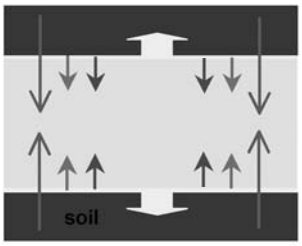
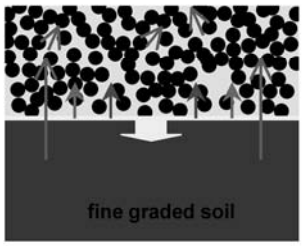
	Sollicitation hydraulique sur l'interface		
	Ecoulement à surface libre	**Ecoulement libre en charge**	**Ecoulement interstitiel**
Ecoulement tangentiel à l'interface			
	hydraulique fluviale hydraulique torrentielle transport sédimentaire érosion par surverse ou déferlement	renard hydraulique, piping erosion érosion par écoulement localisé dans une fissure ou un trou sinkholes	érosion de contact
Ecoulement normal à l'interface			
	fluidization érosion régressive piping erosion, sinkholes	seepage erosion bore-holes sand production	érosion de contact

TABLEAU 3 : LES MÉCANISMES ÉLÉMENTAIRES DE L'ÉROSION INTERNE POUR L'ÉROSION D'INTERFACE ET DE VOLUME

<table>
<tr><th></th><th>Détachement</th><th>Transport</th><th>Attachement</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Phénomènes à l'interface</td><td>Erosion régressive</td><td rowspan="3">Transport de la matière solide par l'écoulement d'eau dans le conduit</td><td rowspan="3">Dépôt hors du conduit dû au poids propre</td></tr>
<tr><td>Détachement de matière solide à la surface du sol érodé sous l'action d'un écoulement d'eau à l'interface, éventuellement chargée en matière solide</td></tr>
<tr><td>Erosion par écoulement de conduit</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Phénomènes de volume</td><td colspan="2">Erosion de contact</td><td rowspan="3">Dépôt par poids propre
Blocage géométrique
Attraction physico-chimique
Peut conduire au colmatage</td></tr>
<tr><td colspan="2">Suffusion</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Détachement de matière solide à l'intérieur du sol sous l'action d'un écoulement d'eau interne, éventuellement chargée en matière solide</td><td>Transport de la matière solide par l'écoulement d'eau dans l'espace poral</td></tr>
<tr><td colspan="2">Filtration</td></tr>
</table>

TABLEAU 4 : LES DISPOSITIFS EXPÉRIMENTAUX DISPONIBLES EN FRANCE EN 2013

	Nom de l'essai	Référents des laboratoires de recherche	Laboratoire
1	New Crumb Test	C. Chevalier, P. Reiffsteck	Ifsttar Paris
2	Filtration Test	A. Benamar, H. Wang	LOMC du Havre
3	Filtration Test	E. Vincens, L. Wu, B. Nana Nzouapet, S. Bernat-Minana	LTDS de Lyon
4	Suffusion Filtration Erosion Test	N. Saiyouri, J.-P. Regoin	Gem Nantes
5	Erosion et Blocage	J.-C. Dupla et J. Canou	Cermes Paris
6	Triaxial Suffusion Erosion Test	D. Marot, H.H. Nguyen, F. Bendahmane	Gem St Nazaire
7	Œdometer Suffusion Erosion Test	D. Marot, Y. Sail, L. Sibille	Gem St Nazaire
8	Centrifuge Suffusion Erosion Test	D. Marot, L. Thorel, V.D. Le	Gem St Nazaire
9	Contact Erosion Test	R. Beguin, Y.-F. Faure	LTHE Grenoble
10	Contact Erosion Test	P. Philippe	Irstea Aix-en-Provence
11	Hole Erosion Test	N. Benahmed, S. Bonelli	Irstea Aix-en-Provence
12	Hole Erosion Test	C. Chevalier, P. Reiffsteck	Ifsttar Paris
13	Mobile Jet Test	C. Chevalier, P. Reiffsteck	Ifsttar Paris
14	Jet Erosion Test	S. Bonelli	Irstea Aix-en-Provence
15	Jet Erosion Test	D. Marot	Gem St Nazaire
16	Erosion Function Apparatus	A. Bennabi	Estpbi Paris

Ces 16 appareillages sont explicités dans le Tableau 4 et détaillés dans le Guide ERINOH : chaque appareillage fait l'objet d'une fiche de 4 pages.

Chaque fiche rassemble les informations suivantes sur le dispositif :

- 1. Identification du dispositif
  - description, coordonnées, … ;
  - Processus étudié : dispersivité, filtration, suffusion, érosion de contact, érosion régressive, érosion de conduit, érosion de surface ;
- 2. Classe GTR concernée par l'essai ;
- 3. Chiffrages (Consommables, durée, …) ;
- 4. Etat de la technique
  - Type d'éprouvette
  - Type de procédure
  - Type de prestation possible
  - Type de matériel et logiciel

  - Type de résultat fourni
  - Type d'antériorité
  - Niveaux de qualification requis (préparation, réalisation, interprétation)
- 5. Informations techniques
  - Historique, description de l'essai
  - Modalités de confection des éprouvettes
  - Préparation de l'essai
  - Réalisation de l'essai
  - Interprétation de l'essai

Que faut-il mesurer ?

Les paramètres importants à mesurer ou à contrôler sur chaque matériau sont les suivants :

- les paramètres géotechniques du sol
  - granulométrie
  - valeur de bleu
  - limite de plasticité, de liquidité, indice de plasticité
  - densité à l'OPN
  - teneur en eau à l'OPN
  - perméabilité à l'OPN
  - cohésion non drainée à l'OPN
- les paramètres physico-chimiques du sol
  - potentiel hydrogène
  - conductivité électrique (sol saturé)
  - pourcentage du sodium échangeable
  - ratio d'adsorption de sodium (sol saturé)
  - capacité d'échange cationique
- les paramètres physico-chimiques de l'eau d'érosion
  - potentiel hydrogène
  - conductivité électrique
  - pourcentage du sodium échangeable
  - ratio d'adsorption de sodium
  - matières totales dissoutes

La classification des sols à l'érosion est l'une des questions centrales, or nous aurions justement besoin de connaître cette classification pour dimensionner les expérimentations. On ne pourra par exemple pas étudier l'érosion d'un sable argileux et d'une argile sableuse avec le même dispositif : il faudra en concevoir plusieurs, même pour un seul type d'érosion.

On peut toutefois proposer une liste générique des grandeurs à mesurer sur un essai d'érosion, pendant le déroulement de l'expérimentation et en fonction du temps :

- la température de l'eau d'érosion
- la température de l'échantillon de sol
- la température du laboratoire
- le débit d'eau d'érosion
- la pression de l'eau en entrée
- la pression de l'eau en sortie
- la masse érodée, ou la concentration de masse érodée dans l'eau (en mesurant la turbidité par exemple)
- l'état de contrainte dans lequel se trouve l'échantillon

Conclusion

Le Guide ERINOH rassemble les informations relatives aux 16 dispositifs expérimentaux associés au projet de recherche ERINOH (2006-2012). Il est accompagné de plusieurs ouvrages qui détaillent l'état de l'art, et expose les résultats les plus récents, en termes de modélisation notamment. L'évolution est de rendre des dispositifs opérationnels, et de les considérer comme un essai de mécanique des sols, dans un cadre de diagnostic géotechnique.

Remerciements

Le thème « Essais de laboratoire » du projet ERINOH (2006-2008) a été soutenu par l'ANR (Programme PGCU). Le projet ERINOH (2006-2012) a été coordonné par l'IREX.

Références

[1] Fry J.J. (coord.) (1997). L'érosion interne : typologie, détection et réparation, *Barrages & Réservoirs*, n°6, 126 p.

[2] Fell R., Fry J.-J. (coord.) (2007). *Internal Erosion of Dams and Their Foundations*, Taylor & Francis, London.

[3] ICOLD, *Assessment of the risk of internal erosion of water retaining structures: dams, dykes and levees*, bulletin paru en 2012 à approuver par ICOLD en 2013.

[4] Chevalier C. et Bonelli S. (coord.), *Guide ERINOH des essais de laboratoire*, Press des Ponts et Chaussée, 150 p., à paraître fin 2013.

[5] Bonelli S. (coord.) (2011). Erosion of geomaterials - Spécial Issue, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 15, n°8, 128 p.

[6] Bonelli S. (coord.) (2012), *Erosion des géomatériaux*, Traité Mim, Herms Edt, 382 p.

[7] Bonelli S. (coord.) (2013), *Erosion in geomechanics applied to dams and levees*, Wiley/ISTE edt, 416 p.

Analyse de modes de rupture peu communs pouvant affecter des digues

Analysis of unusual failure modes that may affect levees

J-J. Fry[1], J.-R. Courivaud[2]

[1] EDF-CIH, Le Bourget-du-Lac, jean-jacques.fry@edf.fr
[2] EDF-CIH, Le Bourget-du-Lac, jean-robert.courivaud@edf.fr

Résumé

Ce rapport fait l'inventaire des accidents rares de digues et de petits barrages qui pourraient initier des modes de ruptures. Les conditions d'initiation et de développement de ces modes de rupture à prendre en considération dans les projets de réévaluation de la sécurité ou dans les études de dangers sont recherchées.

Sont passés en revue : le couplage entre l'érosion interne et l'instabilité, les impacts des fissures sur la stabilité et l'érosion interne, l'effet de l'air emprisonné sur le coefficient de sécurité ou le gradient critique d'érosion interne et la particularité des sols dispersifs. A l'analyse des accidents, il apparaît que les mécanismes précédents s'additionnent et ne sont pas indépendants lorsqu'ils aboutissent à la rupture.

Un bilan de ces observations est proposé pour chaque type de pathologie, afin de rendre les études de conception et de confortement plus robustes et plus exhaustives.

Abstract

This paper is related to some accidents quite rare affecting flood embankments or small dams. The conditions associated to the initiation and progression phases of these failure modes are looked for.

Coupling between internal erosion and instability, impact of cracking on strength, stability and internal erosion, influence of exsolution, trapped gas in water on factor of safety and critical hydraulic gradient and the particular case of dispersive soils are investigated. The background of the studied incidents shows that these mechanisms are not independent and can be gathered and lead to the failure.

Conclusions about the concern of these kinds of processes are proposed for engineering: design or repair of levees.

Introduction

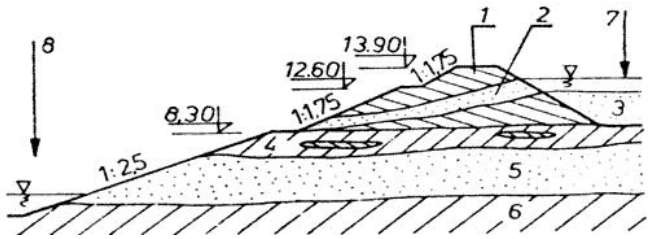
L'un des objectifs du projet de recherches RGCU-C2D2 LEVEES est de recenser et de rappeler les mécanismes de rupture qui peuvent conduire à un processus de brèche des digues de protection contre les crues. Les phénomènes physiques principaux par lesquels les digues périssent sont l'érosion des grains par l'eau et le glissement d'une partie de l'ouvrage. Les trois modes de rupture qui en découlent sont bien identifiés par l'ingénierie : érosion externe, érosion interne et glissement. Alors, pourquoi étudier un tel axe ? Il s'agit de vérifier l'exhaustivité de notre connaissance des modes de rupture. Notamment, il s'agit de faire connaître des mécanismes rares, non pris en considération dans les études d'ingénierie, et pourtant influents, et de rappeler que les mécanismes de rupture ne sont pas indépendants, mais peuvent s'additionner pour générer un processus de brèche.
Dans une première partie, la convergence d'un faisceau d'évidences est montrée pour suggérer qu'un couplage de l'érosion interne et du glissement est possible et peut aller jusqu'à rompre la digue. Il s'agit d'un processus de suffusion ou d'érosion régressive qui, en réduisant la densité du sol, peut provoquer un état « métastable » et dégrader la résistance jusqu'à la « liquéfaction statique », dès qu'une sollicitation de cisaillement dépasse la résistance, engendrant alors un glissement soudain et dangereux.
Dans une seconde partie l'accent est mis sur la fissuration.
Dans une troisième partie, l'impact de l'air piégé et de la libération de gaz est abordé. Finalement, un rappel de la spécificité des sols dispersifs est évoqué.
Est appelé levée un remblai de protection contre les crues, et digue un long remblai retenant une charge hydraulique.

Instabilité suite à une érosion interne

La littérature apporte de Pologne quatre exemples d'érosion interne ayant abouti à affaiblir la résistance au cisaillement de remblais. Aussi des contacts ont été noués avec les Universités de Varsovie et Cracovie, dès le lancement du projet de recherche RGCU-C2D2 LEVEES, pour détailler ces cas de rupture de liquéfaction statique et déterminer les conditions dans lesquelles une rupture est possible.

Digue de stériles de Skawina
La digue de stériles en cendres volantes de la centrale thermique de Skawina, surplombant le canal de navigation de Borek Szlachecki, a été construite sans système de drainage

et de filtration sur une couche d'argile tourbeuse d'une épaisseur de 3,5 m, recouvrant une couche de sable et de gravier d'une épaisseur de 5 m, cette dernière reposant sur une argile surconsolidée étanche.



1 – remblai de cendres
2 – conduit de cendres lâches
3 – cendres stockées
4 – alluvions argileuses avec tourbe
5 – sables et graviers
6 – silts
7 – retenue
8 – voie navigable

FIGURE 1: DIGUE DE STÉRILES DE SKAWINA (POPIELSKI P. 2000)

En décembre 1964, un glissement se produit sur une longueur de 30 m, suite à une pluie intense et à une montée rapide des eaux, provoquant une brèche et une coulée de boue jusqu'au canal. Dluzewski J. M. (1997) et Popielski P. (2000) attribuent cette rupture à la baisse des propriétés mécaniques, suite à l'augmentation de perméabilité et de porosité, consécutives à une érosion interne.

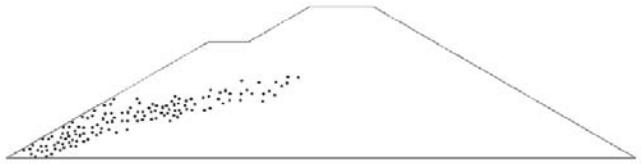


FIGURE 2: MODÉLISATION DES ZONES PLASTIQUES DU BARRAGE DE SKAWINA (POPIELSKI P. 2000)

A partir de modélisations, ils mettent en évidence la coïncidence entre la zone de concentration des déformations plastiques par suite de l'érosion régressive (Figure 2) et celle qui est décomprimée, dans les premiers m sous la surface libre (Figure 1), incriminée dans la rupture par Bros (1984).

Digue du barrage Woc Awek

L'aménagement hydro-électrique de Woc Awek sur la Vistule comprend un barrage en béton, une digue en terre de 20 mètres de hauteur, un déversoir de 200 mètres de largeur avec dix passes, une usine de 160 MW et une écluse de 115 mètres de longueur et de 12 mètres de largeur. Des dépôts quaternaires très perméables dans la fondation de la digue ne sont pas étanchés par une paroi (Figure 3). L'exploitation de l'usine provoque des cycles de hauteur d'eau à l'aval de deux mètres et un enfoncement du lit aval de la rivière de trois mètres de profondeur, abaissant de deux mètres plus bas que prévu le niveau piézométrique.

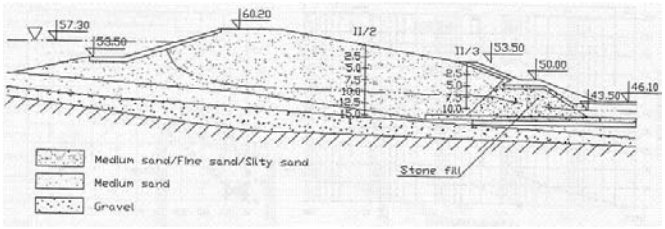


FIGURE 3: DIGUE DE WOK AWEK (GEOTEKO 2000)

Cela conduit à un développement des fuites et de l'érosion interne, mis en évidence par une diminution de la densité dans la partie inférieure du corps de digue et dans sa fondation, comme le montre la Figure 4, qui compare les profils de densité relative obtenus par sondages CPT entre les années 1986 et 1999 (Geoteko 2000).

Des valeurs de densité relative très basses, en dessous de 30%, apparaissent sur les deux profils, environ un mètre en dessous du niveau piézométrique dans le corps de digue, dans la zone de battement de la nappe. D'après les relations du VNIIG de 1965, les grains de sable et de silt ont été érodés à travers les pores du gravier. Le sol situé en-dessous des murs de soutènement devient alors davantage lâche, des cavités apparaissent sous les dalles de protection du talus aval (figure 5), la densité relative du sable moyen n'y excède pas 33%. La stabilité des murs de soutènement, menacée par le chargement cyclique des crues et la débâcle des glaces, est renforcée en urgence par injections de coulis.

Le barrage de Cha Cza

Le barrage de Cha Cza est un remblai de sable de 15 mètres de hauteur à masque amont en béton prolongé par un tapis de 100 mètres de longueur en fond du réservoir, qui repose sur des dépôts alluvionnaires épais de 4 à 15 mètres, couvrant eux-mêmes un substratum rocheux fissuré. A la mise en eau, la surface libre sous le masque est trop haute, alors même que la retenue n'a pas atteint la RN. Les écoulements dans des sols hautement perméables génèrent une érosion interne, mise en évidence par la décompression des matériaux constitutifs du remblai et de sa fondation identifiée au pénétromètre sous la surface libre.

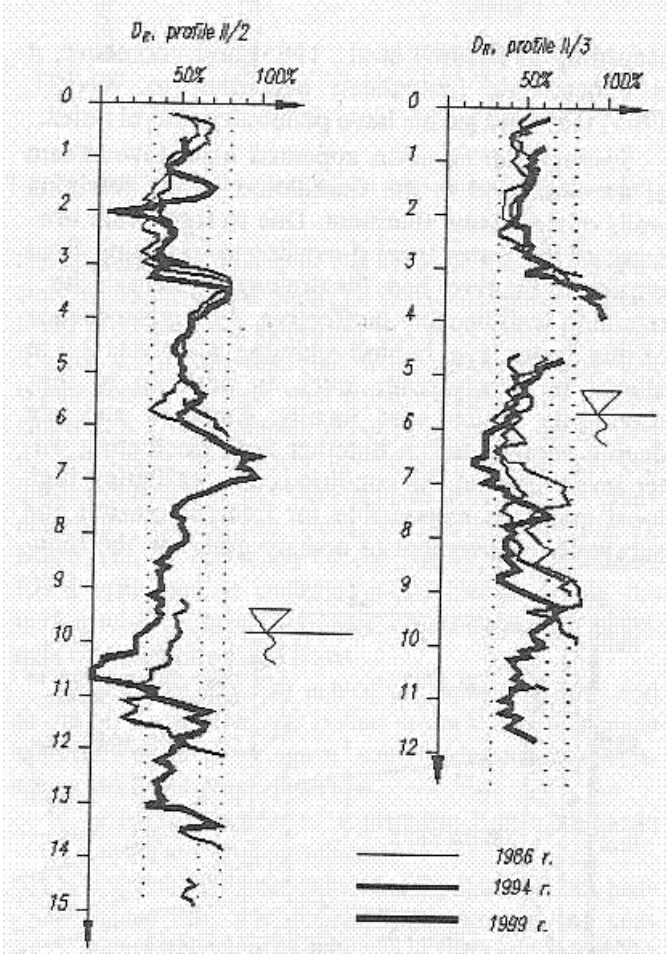


FIGURE 4: PROFIL VERTICAL DE DENSITÉ RELATIVE (GEOTEKO 2000)

Plusieurs mètres cube de matériaux du remblai ont été érodés à travers le substratum rocheux fissuré. Après l'échec d'une campagne d'injections au coulis, une paroi moulée au coulis (Solidur) est réalisée à travers le barrage et les dépôts alluvionnaires, prolongée par des injections dans les couches profondes du substratum rocheux fissuré.

L'aménagement hydro-électrique de Dychöw

La station de pompage et turbinage de Dychöw, construite en 1936 par les allemands, est située au pied d'un versant naturel de la vallée de la Bŏbr. Le canal d'amenée parcourt 20 km le long de la rive droite, pour créer une hauteur de chute de 25 m et un productible de 75 MW. L'usine a été bombardée durant la seconde guerre mondiale sans « dommage majeur ». Les caractéristiques géologiques de la zone de l'usine hydroélectrique sont très complexes, résultant non seulement de la morphogénèse mais aussi des travaux de réparation. La fondation est principalement sableuse avec quelques couches argileuses. Des fosses d'érosion remplies de matériaux grossiers, en sus de blocs morainiques, créent des cheminements d'infiltration préférentiels. Le remblai est en sable lâche.

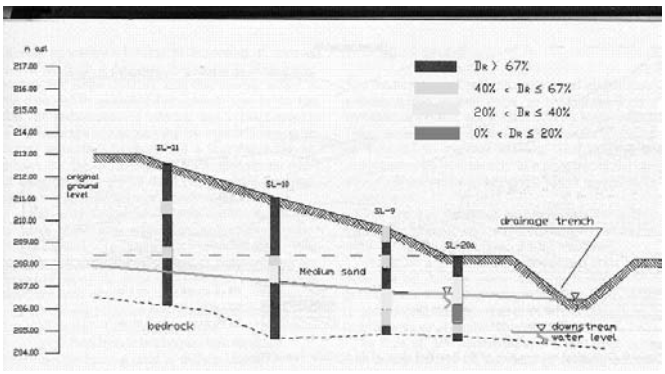


FIGURE 5: ZONES DÉCOMPRIMÉES DU BARRAGE DE CHA CZA



FIGURE 6: INSTABILITÉ FRAPPANT L'USINE DE DYCHÖW

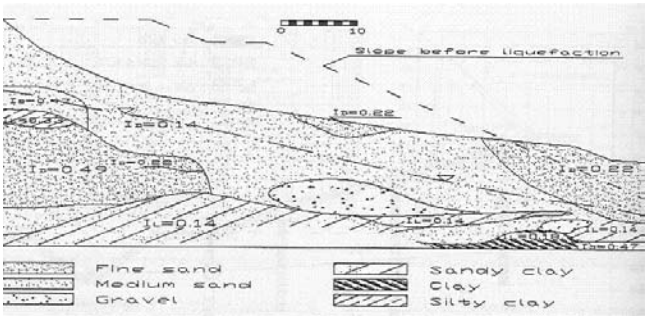


FIGURE 7: DENSITÉS RELATIVES I_D DU REMBLAI DE DYCHÖW

En avril 1997, un brusque écoulement d'une dizaine de milliers de mètres cube de sable et de boues percute l'usine avant de se partager en deux directions en longeant le bâtiment. En surface, les sols non saturés ont été soulevés et projetés contre le coin gauche du mur de l'usine, tandis que les sols saturés en profondeur s'écoulent le long du bâtiment jusqu'à former une pente douce de 8° à 10° de déclivité (Figure 6).

Une investigation géotechnique après l'accident (Geoteko 1997) et les observations menées avant et après l'incident attribuent la cause du glissement à la liquéfaction des zones de sols pulvérulents et lâches en dessous de la nappe phréatique dans le barrage (Wolski et al., 1999), de densité

relative I_D comprise entre14 et 22% (Figure 7). La rupture a eu lieu après qu'une campagne d'injections a tenté de limiter les débits et le dépôt de sable dans le réseau de drainage à l'amont de l'usine et quelques secondes après le passage d'un convoi lourd en crête du remblai. La montée de la nappe, l'érosion interne et les vibrations du convoi ont été les éléments déclencheurs de l'instabilité de la pente, assimilable à une liquéfaction statique.

Conclusion sur le couplage érosion interne et instabilité

L'érosion interne des sables et silts peut provoquer, dans certaines circonstances, une baisse de leur densité relative et de leur résistance. Si cette baisse est entretenue dans le temps, elle peut, dans les cas extrêmes (I_D <25%) être responsable d'une instabilité de la digue ou de sa fondation, appelée aussi liquéfaction statique, déclenchée par une faible sollicitation hydraulique ou mécanique. Il convient sur tout projet de localiser les zones de sable de densité relative inférieure à 50% et celles inférieures à 25%, ces dernières étant à traiter impérativement.

Effet de la fissuration

Les causes de fissuration des digues

La fissuration est courante sur les petits remblais en terre, surtout dans les régions de faibles précipitations ou sur des fondations compressibles, tels les dépôts de lœss. La fissuration y est responsable de renards et de brèches. Les causes principales sont soit les mouvements différentiels, soit la dessiccation. Les mouvements différentiels proviennent soit de la compressibilité de la fondation, soit de la teneur en eau du remblai compacté plusieurs points en dessous de l'optimum Proctor. La dessiccation engendre un retrait hydrique en saison sèche (Figure 8), qui accélère l'ouverture des fissures de tassement différentiel. La fissuration par dessiccation est croissante avec l'écart entre la teneur en eau de compactage et la limite de retrait, et avec l'écart entre la densité initiale et la densité après retrait. Les digues en matériaux très humides, peu compactées et plastiques y sont prédisposées (Figure 9).

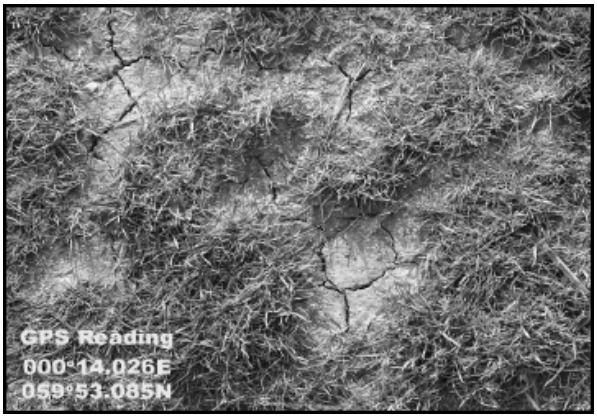


FIGURE 8: FISSURES DE DESSICCATION (ZIELINSKI & AL 2008)

Fissuration par dessiccation observée sur site

Sherard cite l'observation de fissures transversales d'une ouverture de 1 cm ou plus, en crête de remblais, qui avaient tassé de 15 cm ou moins après la fin de la construction. Dans le cas extrême d'une fondation sèche tassant par imbibition, la fissure traversait le remblai pour s'enfoncer de 3 à 5 m dans la fondation… Les canicules estivales laissent des traces dans les digues. Un découpage de la crête en dalles par les fissures de dessiccation (Figure 8) attire souvent l'attention et soulève la question de leur incidence sur la tenue de la digue soumise à une crue dont le niveau d'eau atteint ces fissures.

En France, la canicule de l'été 2003 et les prochaines inhérentes au réchauffement climatique contribuent à la fissuration des digues. Les fissures de la Figure 9 ont été photographiées par ISL au cours de l'été 2004. La fissuration à gauche provient de la digue du vieux Rhôny, dont la brèche de 2003 a été confortée par un matériau très humide et celle de droite, invisible l'hiver, provient de la réparation d'une brèche de 2003 sur la digue du Vidourle.



FIGURE 9: FISSURES DE DESSICCATION (SALMI ISL 2004)

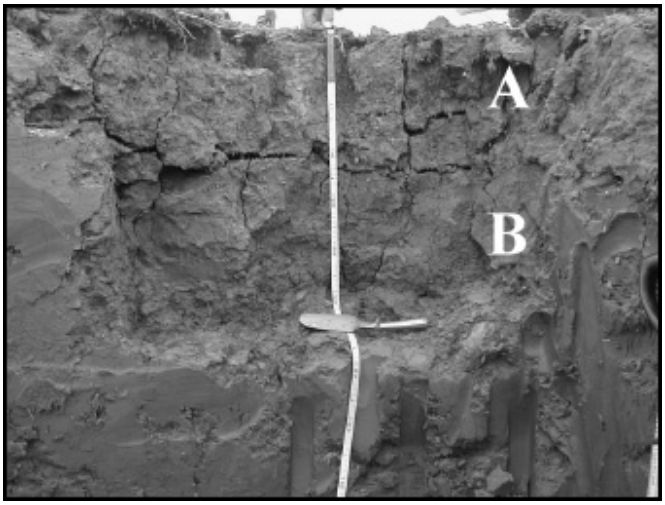


FIGURE 10: PREMIER TYPE DE FISSURES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR A THORNGUMBALD (ZIELINSKI & AL 2008)

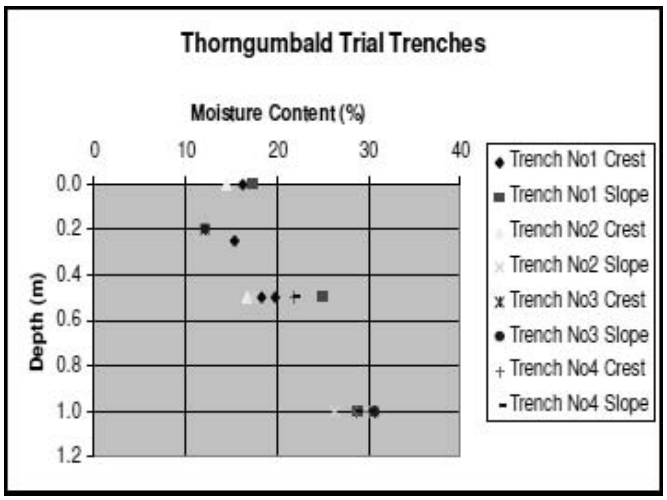


FIGURE 11: TENEUR EN EAU EN FONCTION DE LA PROFONDEUR A THORNGUMBALD (ZIELINSKI & AL 2008)

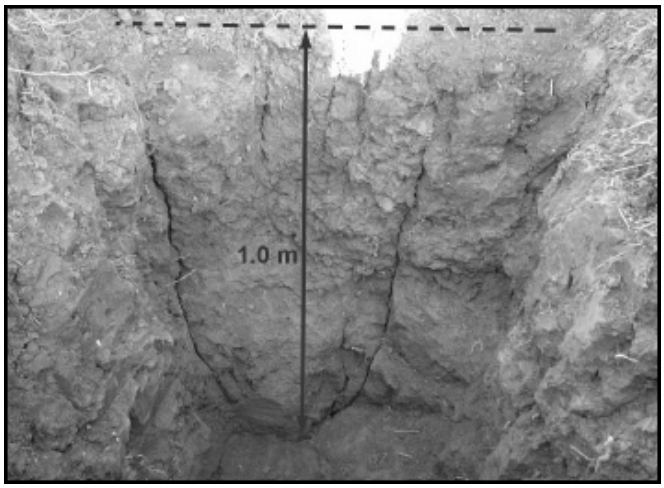


FIGURE 12: DEUXIÈME TYPE DE FISSURES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR A THORNGUMBALD (ZIELINSKI & AL 2008)

Zielinski, Sentenac, Utili et Dyer M. (2008) abordent cette question en examinant plusieurs remblais, dont la fissuration avait été signalée aux bureaux de l'Agence de l'Environnement à York, Windsor, Bridport, Broth Bog, Newcastle et Thorngumbald.

Le site de Thorngumbald. présentait un intérêt indéniable, parce qu'une nouvelle digue, construite en 2003, a permis d'examiner et d'entailler profondément une section de digue abandonnée par des tranchées d'observation. Deux structures de fissuration sont observées sur le remblai de Thorngumbald. Dans les tranchées d'observation, la zone superficielle, appelée zone A sur la figure 10, a atteint son potentiel de fissuration maximal, avec une teneur en eau qui a baissé jusqu'à la limite de retrait, w=14% (Figure 11).
Un double réseau de fissures, perpendiculaires et parallèles à la surface, découpe la zone A en blocs sur les 30 à 50 premiers cm. La zone B, en dessous de 50 cm, a une teneur qui croit régulièrement de la limite de retrait à la limite de plasticité. Elle est traversée par des fissures perpendiculaires à la surface. Les fissures horizontales ne sont plus visibles.
Dans une deuxième campagne d'observation en 2006, les tranchées révèlent une seconde structure de fissuration. Les fissures verticales sont plus nombreuses, espacées de 10 cm en surface et plus profondes et plus marquées, allant jusqu'à 1m (Figure 12).

Observation sur prototype
Marsland et Cooling (1954) mettent en eau jusqu'à la crête un remblai d'essai, craquelé en surface, pour simuler l'effet d'une crue extrême qui survient juste après la dessiccation. Ils constatent que 95% du débit d'infiltration passe dans la zone superficielle fissurée.

Modélisation numérique
Zielinski & al (2008) modélisent les infiltrations d'une crue qui surverse sur un remblai craquelé en surface. Ils mettent en évidence que la couche superficielle passe par une période où le gradient hydraulique dans le réseau de fissures est maximal au point de faire descendre le facteur de sécurité au glissement de peau en dessous de 1.

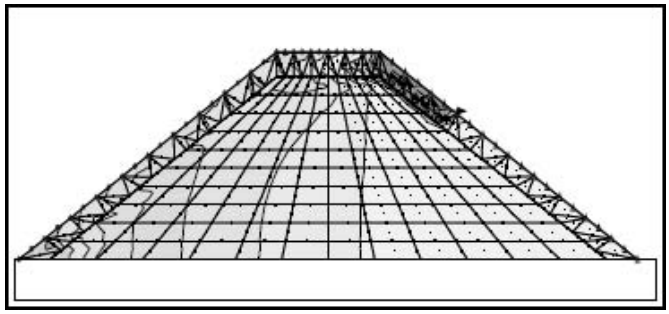


FIGURE 13: MODÉLISATION DE L'INSTABILITÉ DE LA COUCHE CRAQUELÉE SUPERFICIELLE (ZIELINSKI & AL 2008)

Conclusion sur la fissuration
L'expérience montre que les fissures peuvent être très dommageables à la sûreté des digues. Les mouvements différentiels et la dessiccation en sont les deux grandes causes. Les conséquences de ces fissures peuvent aller jusqu'à la brèche. La parade à de pareilles situations comprend a minima la pose d'un filtre à l'aval de la zone susceptible d'être fissurée.

Effet des gaz dissous

L'exsolution
Sobkovicz et Morgenstern (1984) ont étudié l'effet d'un fluide contenant du gaz dissous lors d'un déchargement (décrue). La pression interstitielle ne devient pas négative, comme le ferait un sol saturé en eau uniquement, mais tend rapidement vers la valeur de la contrainte totale pour suivre un chemin à contrainte effective tendant vers 0 (Figure 14).

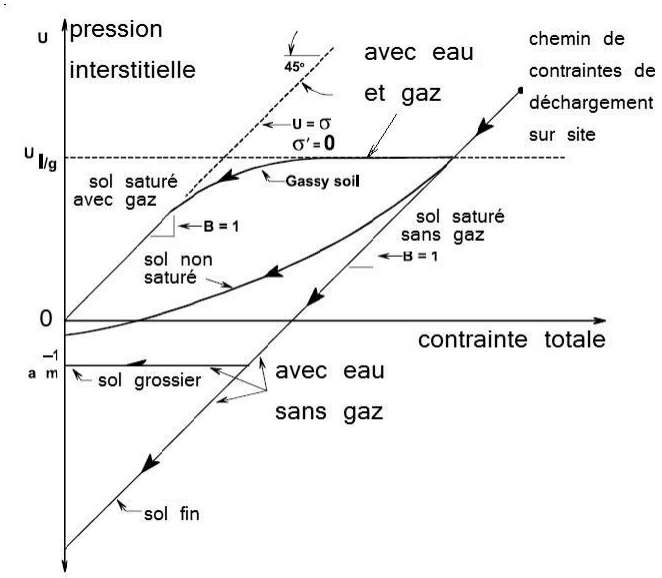


FIGURE 14: CHEMINS DE DÉCHARGEMENT AVEC ET SANS GAZ D'APRÈS SOBKOVICZ ET MORGENSTERN (1984)

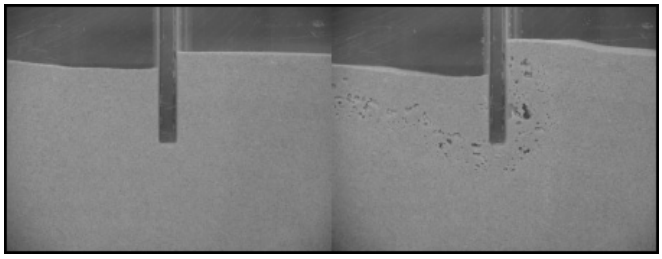


FIGURE 15: MODÈLE PHYSIQUE AVEC EAU SURSATURÉE EN AIR ET H/H_C=0.8 (SAKAI ET MAEDA 2008)

Ce comportement se traduit par un gonflement du sol, une division du module par 20 ou plus, une réduction de la perméabilité à forte contrainte et surtout une augmentation de la perméabilité à faible contrainte jusqu'à 1000 fois. Sous de telles conditions, il n'est pas étonnant que les filtres en parement puissent être désorganisés sous la poussée du gaz et que le coefficient de sécurité puisse chuter.

Ces conditions sont rarement réunies dans les digues mais elles existent. Elles concernent les sols organiques, contenant de l'oxygène ou du méthane, et les digues en matériaux silteux ou sableux à fort indice de vides et faible degré de saturation en eau. Kodaka et Asakoa relatent le témoignage dans un journal local de la rupture d'une digue lors de la crue de la Tokay, dans la région de Nagoya (Japon), le 11 septembre 2000. Il y est écrit que la rupture est précédée par l'apparition d'une fissure, de laquelle des bulles blanches s'échappent et que ce phénomène a déjà été constaté maintes fois dans le passé, appelé « éclatement des bulles de crapeau ». Sakai et Maeda (2008) modélisent ce phénomène en utilisant un sable de Toyoura traversé par un écoulement d'eau à forte demande en oxygène et sursaturé d'air. Pour montrer l'influence de l'air dissous et de la création de bulles sur la stabilité et la résistance à l'érosion, ils étudient un écran mince (Figure 15).

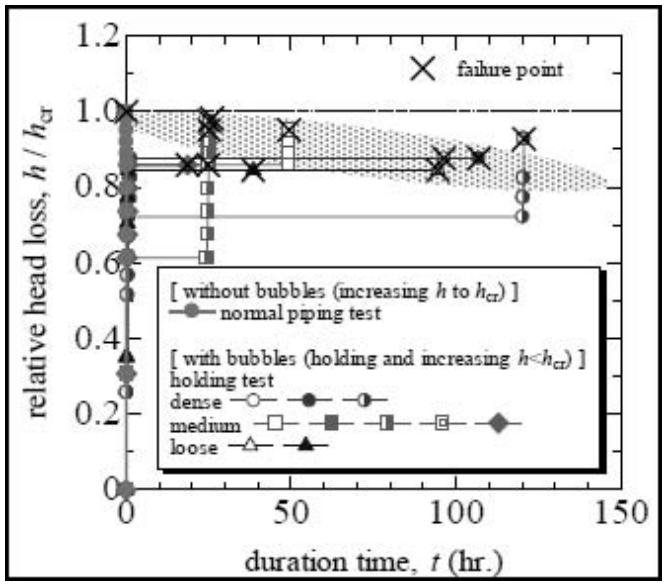


FIGURE 16: EVOLUTION TEMPORELLE DE LA PERTE DE CHARGE (SAKAI ET MAEDA 2008)

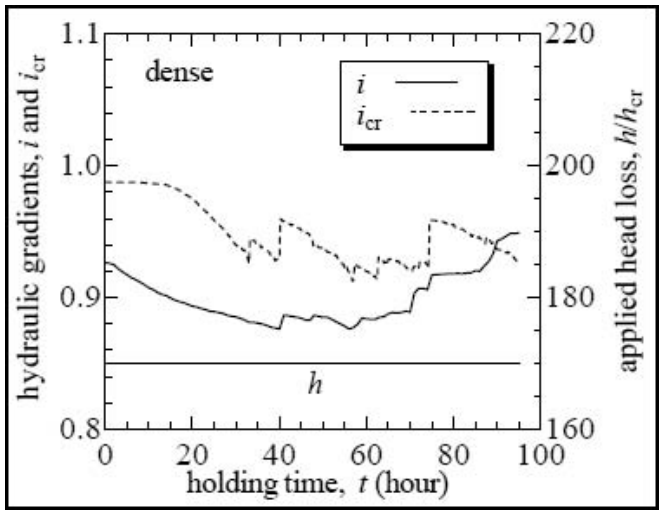


FIGURE 17: EVOLUTION TEMPORELLE DU GRADIENT I ET DU GRADIENT CRITIQUE I_{CR} (SAKAI ET MAEDA 2008)

Ils comparent la perte de charge h et le gradient hydraulique i critiques avec eau sursaturée en air qui déstabilisent l'écran aux valeurs critiques habituelle avec eau désaérée, h_{cr}, et i_{cr} (Figure 16). Ils constatent un fluage (Figure 15) et une baisse de la résistance à l'érosion, mesurée par la baisse de charge et de gradient critique à rupture, quelle que soit la compacité du sol, dans le cas où les bulles d'oxygène se développent (Figure 16).

Le gradient critique diminue au fil du temps (Figure 17) pendant que le gradient i est augmenté, en conséquence de

l'augmentation de l'indice des vides sous la formation des bulles d'air (Figure 18).

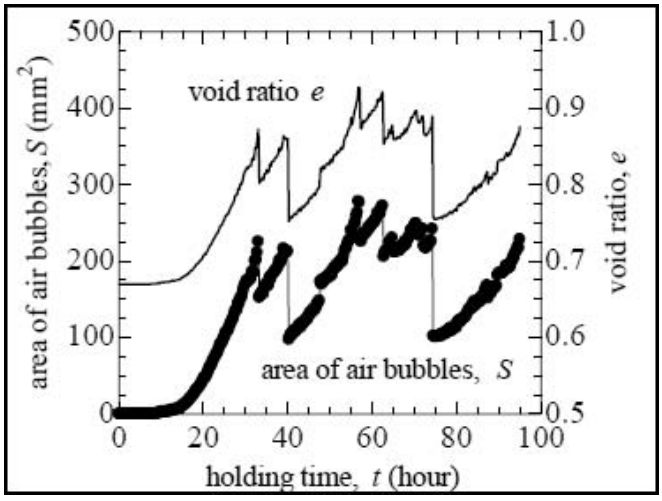


FIGURE 18: EFFET DE L'APPARITION DES BULLES D'AIR SUR L'INDICE DES VIDES (SAKAI ET MAEDA 2008)

St-Arnaud (1995), sur la base des travaux de Sobkowicz et Morgenstern (1984) explique que l'air piégé dans le noyau lors de la mise en eau, est comprimé et partiellement dissous dans l'eau en partie amont et finalement transporté par l'eau via le corps du barrage et relâché dans les parties aval du noyau où la pression de l'eau interstitielle est plus faible. Il en résulte une diminution locale de la perméabilité et une augmentation puis une diminution des pressions interstitielles lors de la mise en eau. Lafleur (2000) et Le Bihan, Leroueil (2002) confirment cette hypothèse.

Garner et Sobkowicz (2002) montrent que ce phénomène peut provoquer la suffusion ou l'érosion régressive, derrière un filtre. Dans leur expérience, une première phase d'essai en régime saturé, le sol reste stable jusqu'à des gradients moyens de 37. Les fines ont semble-t-il colmaté ou formé un effet voûte en amont du filtre en matériau de base plus grossier. Le gradient hydraulique dans cette zone atteint 243 alors qu'il est resté très faible en aval (<1,6). Peu de mouvements de fines sont observés tant à l'aval de la zone colmatée qu'à l'amont. Dans une seconde phase d'essai, de l'eau « gazeuse » saturée à une pression de 400 kPa est injectée telle que l'exsolution ait lieu entre la zone « colmatée » et le filtre dans le but de simuler le dégazage dans cette zone. Compte tenu des perméabilités, l'exsolution était prévue 10 heures environ après injection de l'eau gazeuse. Des bulles sont observées à la sortie de la zone de colmatage, 50 jours plus tard. La suffusion est alors initiée et les particules du squelette sont entraînées dans le filtre dans l'heure qui suit. Le débit évacué croît de 1 à 3 l/h. Trois jours plus tard une augmentation brutale du débit évacué de 30 l/h met fin au test. Il y a rupture de l'échantillon. La nature diphasique de l'écoulement est un paramètre d'influence dans l'érosion interne. Les contraintes capillaires des bulles en formation ou en mouvement peuvent non seulement désorganiser les voûtes qui colmatent l'interface avec le filtre mais aussi provoquer une érosion régressive.

Conclusion sur l'exsolution

Dans le cas de digues en matériaux très désaturés (silts et sables secs) ou sursaturés en gaz (matériaux organiques), la résistance à l'érosion peut être diminuée par la désorganisation (fissuration et gonflement) provoquée par la chasse des gaz. Il convient de prendre alors un coefficient de sécurité partiel supplémentaire de 1,2 vis-à-vis du gradient critique d'érosion interne. Enfin, une bonne conception consiste à éviter de mettre des matériaux organiques en corps de digue, à les enlever de la fondation, et à protéger les matériaux constitutifs du remblai de la dessiccation.

Sols dispersifs

Une dernière question concerne l'emploi des sols dispersifs dans les digues. Ces sols sont très sensibles à l'imbibition et ils perdent toute cohésion en présence d'eau de pluie ou d'eau faiblement chargée en sels. Les sols dispersifs ont deux propriétés qui les rendent très sensibles à l'érosion interne. Ils ont tendance à s'effondrer et perdre toute cohésion dès qu'ils sont immergés, et contrairement aux autres sols fins, leurs particules se repoussent et ne s'agglomèrent plus sous certaines conditions. En conséquence, leur rétention par un filtre est délicate à assurer. Ainsi, Ingles (1969) signale la rupture du petit barrage de Flagstaff à la mise en eau, malgré la présence de filtres amont et aval, parce que la taille des particules était très petite, inférieure à quelques microns. La présence de filtres à l'amont et à l'aval du noyau n'a pas empêché un renard de se former en partie basse du noyau.

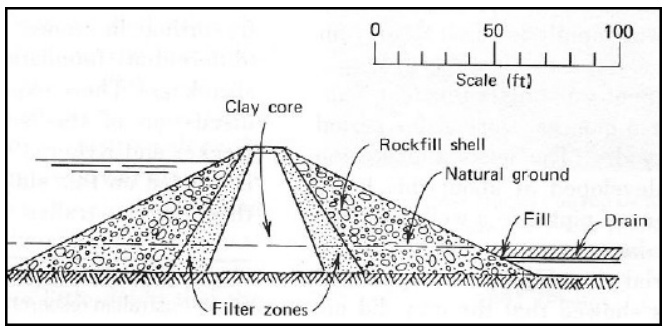


FIGURE 19: PROFIL DU BARRAGE DE FLAGSTAFF

Conclusion sur la dispersivité

Les sols dispersifs, heureusement rares en France, sont à traiter avec une extrême vigilance, quand il n'est pas possible de les remplacer dans la construction du remblai. L'exemple cité par Ingles démontre que les sols dispersifs ne mettent pas les digues équipées de filtres à l'abri de rupture, si ce filtre est dimensionné classiquement. Par prudence, le filtre doit être dimensionné avec le critère de Vaughan, car ce dernier est basé sur la taille unitaire des particules à filtrer et non sur

celle des agrégats de particules qui se forment en conditions normales dans les argiles.

Remerciements

Les auteurs remercient le projet RGCU-C2D2 LEVEES (2010-2013) qui a suscité et financé cette réflexion.

Références

[1] ZIELINSKI M., SENTENAC P., UTILI S., DYER M. (2008). *Influence of the weather changes on the dessication fissuring propagation and stability of flood embankments.* 11th Baltic Sea Geotechnical Conference. Gdansk Poland 15-18 September 2008.

[2] DLUZEWSKI J. M. & FIELDLER K. (1997) Hydraulic piping of flying ash tailing dam ICOLD Congress Florence Q73 R12 pages 201-206

[3] DLUZEWSKI J. M. (1997) HYDRO-GEO Finite element code for geotechnics and environmental engineering (in polish) Warsaw University of Technology, Warsaw,Poland

[4] DLUZEWSKI J. M. & HRAB0WSKI W. (1998) Slope failure at Dychow dam. Analytical and numerical study of the accident Proccedings of the International Symposium on New Trends and Guidelines on dam safety Balkema Barcelona Spain

[5] GARBULEWSKI K., Szymański A., Wapiński G. (1984) Badania przyczyn uszkodzeń małych ziemnych budowli piętrzących, Gospodarka Wodna nr 10/84,

[6] LADE P.V. (1995) Instability of sand in the prefailure hardening regime. Pre-failure deformation of geomaterials. Shibuya, Mitachi & Miura editors,

[7] LIPIŃSKI M. J. (1999). Undrained response of cohesionless soils to monotonie loading (maszynopis rozprawy doktorskiej)

[8] POPIELSKI P. (2000) Model sufozji mechanicznej w ujeciu metody elementow skonczonych Waeszawa

[9] KODAKA, T. and ASAOKA, A. (1994) Formation of air bubbles in sandy soil during seepage process, Journal of JSCE, Vol. 487 (III-26), pp.129-138 (in Japanese).

[10] SAKAI H. and MAEDA K. (2008) Seepage and erosion mechanisms of sandy ground due to air bubbles. Paper C14. International Conference on Scour and Erosion 6. Tokyo

[11] (Geoteko 2000). Scientific report on stability conditions of Woc Awek Barrage structures (en polonaise) Warszawa

[12] Wolski, W., Furstenberg, A., Lipinski, M. (1999) "Czy można było przewidzieć awarię skarpy przy elektrowni wodnej Dychów?" Hydro-technika, 8, 284-290.

[13] Lafleur J. & al. (2000), Laboratory simulations of filtration through dam cores made of broadly graded moraines, Filter and drainage in geotechnical and environmental engineering, Balkema, Rotterdam.

[14] Le Bihan J.-P., Leroueil S., (2002) A model for gas and water through the core of earth dams, Canadian Geotechnical Journal, vol. 39, pp. 90-102.

[15] Garner S.J., Sobkowicz J.C. (2002), Internal Stability in Gap-Graded Cores and Filters, Proceeding of Canadian Dam Association Annual Conference, October 6-10, Victoria, BC, Canada.

[16] St-Arnaud G. (1995) The high pore pressures within embankment dams: an unsaturated soil approach. Canadian Geotechnical Journal, vol. 32, n°6, pp. 892-898.

[17] Sobkowicz J.C., Morgenstern N.R. (1984), The undrained equilibrium of gassy sediments, Canadian Geotechnical Journal, vol . 21, pp. 439-448.

Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydraulique en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône

First characterization of the liquefaction risk under seismic loading of existing or projected hydraulic structures in the south Rhône valley

Gisèle Bambara[1], Nadia Benahmed[2], Patrice Mériaux[3], Olivier Bellier[4]

[1, 2, 3] Irstea, Aix-en-Provence, prenom.nom@irstea.fr

[4] Aix-Marseille Université, CEREGE, CNRS UM 34, ECCOREV, Aix-en-Provence, bellier@cerege.fr

Résumé

Le risque de rupture des ouvrages hydrauliques en remblai est un souci réel auquel sont confrontés les gestionnaires. Ce type d'ouvrages souvent anciens et alors construit à partir de matériaux hétérogènes, le plus souvent mal compactés et aux fondations insuffisamment traitées est affecté par plusieurs mécanismes de rupture. Parmi eux, nous distinguons la rupture par liquéfaction sous sollicitations sismiques liée notamment, s'il existe dans ces ouvrages et/ou dans leur fondation, des couches de sols susceptibles de se liquéfier tels que des sables lâches.

Cette communication, vise à proposer une première caractérisation du risque de liquéfaction des sols sous sollicitation sismique des ouvrages hydrauliques en remblai de la basse vallée du Rhône, soit essentiellement des digues. Les objectifs principaux de l'étude ont été, d'une part, d'effectuer un état de l'art sur les différentes méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction sismique et sur leur domaine de validité respectif, d'autre part, de vérifier la vulnérabilité des digues en remblai de la basse vallée du Rhône vis-à-vis de l'aléa sismique propre à la région provençale et enfin, de tester la méthode d'évaluation retenue sur un site pilote : la digue de Beaucaire – Fourques rive droite du Rhône. A partir des données d'entrées disponibles sur la zone d'étude choisie, nous avons appliqué la méthodologie d'évaluation du phénomène de liquéfaction des sols sous sollicitation sismique mise en évidence lors de la réalisation de l'état de l'art sur les différentes méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction sismique.

Abstract

The failure of embankment hydraulic structures is a real problem for managers. Such structures, often old and then built from heterogeneous materials, poorly compacted and badly founded, may have several failure mechanisms. Among them, we distinguish the liquefaction phenomenon induced by seismic loading, and related to the existence inside these structures and / or their foundation of potentially liquefiable layers or lenses of soils such as loose sands. This paper aims to provide an initial liquefaction risk assessment under seismic loading of embankment hydraulic structures in the lower Rhone valley, mainly levees.

The main objectives of the study were, firstly, to make a state of the art of the different methods of seismic liquefaction risk assessment and their domain of validity; secondly, to check the vulnerability of the lower Rhone valley embankment dikes to the seismic hazard of the Provence region; and finally to test the chosen method of evaluation used on a pilot site: Beaucaire – Fourques levee, right bank of the Rhone. From the available input data on the chosen area, we implemented the methodology of evaluation of soil liquefaction phenomenon under seismic loading, highlighted from the state of the art on different methods of risk assessment of seismic liquefaction.

Introduction

Les ruptures d'ouvrages hydrauliques occasionnent bien souvent des dégâts catastrophiques pour les populations humaines ainsi que sur le plan socio – économique.

Ainsi, la mise en œuvre de la nouvelle réglementation relative à la sécurité des ouvrages hydrauliques (décret du 11 décembre 2007 et arrêté du 12 juin 2008 concernant les études de dangers) oblige de plus en plus leur propriétaire à étudier, prendre en compte et remédier à tous les cas de ruptures possibles sur les ouvrages.

Dans le cas des ouvrages hydrauliques en remblai, l'une des causes de leur rupture est la liquéfaction. En effet, les ouvrages comme notamment les digues de protection contre les inondations sont souvent constituées de matériau prélevé sur site, c'est-à-dire d'alluvions récentes naturellement sensibles au phénomène de liquéfaction. Les couches de sol constituant la digue sont alors susceptibles de perdre toute leur capacité de résistance et se liquéfier : le sol passe d'un

état solide à un état fluide sous sollicitations statiques ou dynamiques (un séisme par exemple).
En France, la basse vallée du Rhône comprend un important linéaire de digues en remblai : digues de protection contre les inondations du Rhône et de ses affluents, digues d'aménagement hydroélectrique (CNR) et digues de canaux d'irrigation. L'existence dans les remblais de ces ouvrages et/ou dans leur fondation de couches ou de lentilles de sols potentiellement liquéfiables milite pour une meilleure compréhension et prévention du phénomène de liquéfaction aux échelles locales, notamment sous sollicitations sismiques. Sachant que la région Provence – Alpes – Côte d'Azur est une zone sismique active complexe à faible taux de déformation mais à risque élevé et qu'en basse vallée du Rhône l'aléa sismique est estimé comme faible à modéré, le phénomène de liquéfaction sous sollicitation sismique n'est donc pas négligeable.
Cette communication, issue d'un projet d'étude [3], permet d'une part de faire un point synthétique sur l'état des connaissances vis-à-vis des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques, d'autre part d'établir une caractérisation simplifiée de l'aléa sismique en basse vallée du Rhône et enfin d'étudier un cas concret : le potentiel de liquéfaction sous sollicitations sismiques de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques avant son confortement prévu dans le cadre du plan Rhône.

Etat de l'art des méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction des sols

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau. Ce matériau doit réunir des conditions particulières afin d'être potentiellement liquéfiable. Il doit être sableux, avec ou sans un certain pourcentage de fines, peu compact, de granulométrie fine et uniforme et saturé en eau. La liquéfaction est avérée lorsque les surpressions interstitielles engendrées par les déformations cycliques avoisinent la pression de confinement, diminuant ainsi considérablement les contraintes effectives du matériau et, par conséquent, leur résistance au cisaillement.

Méthodologie d'appréhension du phénomène
Méthodologiquement, pour estimer l'occurrence du phénomène de liquéfaction, il convient d'examiner successivement le contexte hydrogéologique, la susceptibilité qualitative, la susceptibilité quantitative, l'opportunité ou la sollicitation, le coefficient ou facteur de sécurité à la liquéfaction, les potentialités de liquéfaction, l'intensité de liquéfaction [14].
Cependant, selon le guide de réalisation des microzonages sismiques de l'AFPS en 1993 [1], la démarche d'évaluation de l'aléa de liquéfaction peut être menée plus ou moins loin (selon trois niveau : A, B ou C). Nous nous attacherons dans cette communication à appliquer la méthodologie d'analyse du phénomène de liquéfaction des sols jusqu'à l'obtention du coefficient de sécurité à la liquéfaction (correspondant au niveau B du guide de l'AFPS, 1993).

Susceptibilité qualitative
Nous pouvons évaluer qualitativement la susceptibilité d'un sol à la liquéfaction grâce à des essais d'identification en laboratoire à partir de sols prélevés in situ. A la suite de ces essais, il faudra se référer aux règles PS92 (NF P 06 - 13).
Selon la norme, nous pouvons considérer comme a priori propices à la liquéfaction, les sols ci-après :

- sables, sables vasards et silts avec un degré de saturation Sr voisin de 100%, une granulométrie assez uniforme correspondant à un coefficient d'uniformité C_U <15, un diamètre à 50% (D_{50}) compris entre 0,05 et 1,5 mm et soumis à l'état final du projet à une contrainte verticale effective (σ'_V) inférieure aux valeurs suivantes :
  - 0,20 MPa en zones sismiques Ia et Ib ;
  - 0,25 MPa en zones II ;
  - 0,30 MPa en zones III ;
- sols argileux avec un diamètre à 15 %, D_{15} > 0,005 mm, une limite de liquidité W_L < 35 %, une teneur en eau W > 0,9 W_L, un point représentatif sur le diagramme de plasticité se situant au-dessus de la droite « A » du diagramme.

Peuvent a contrario être considérés comme exempts de risque de liquéfaction, les sols dont la granulométrie présente un diamètre D_{10} > 2 mm et ceux dans lesquels on a simultanément D_{70} < 74 µ et un indice de plasticité I_P > 10 %.

Susceptibilité quantitative
Une fois la susceptibilité qualitative appréciée, nous pouvons nous pencher sur la susceptibilité quantitative d'un sol à la liquéfaction. Le centre national américain des recherches pour le génie sismique (NCEER) a réuni en 1996 une assemblée d'experts, afin d'améliorer la première procédure d'évaluation de la résistance à la liquéfaction mise en place par Youd et Idriss en 1971 [19]. Nous nous appuierons dans cette étude sur les critères retenus par la NCEER.
Un certain nombre de méthodologies ont été développées pour évaluer la réponse cyclique des sols. En général, les analyses de liquéfaction réalisées dans les études sont basées sur trois approches :

- approche par contraintes cycliques (par exemple, Seed et Idriss, 1971) ;
- approche par déformations cycliques (par exemple, Dobry et al, 1982) ;
- approche par intensité d'Arias (par exemple, Kayen et Mitchell, 1997).

Notre étude s'est appuyée essentiellement sur l'approche par contraintes cycliques. C'est la procédure la plus utilisée en pratique pour estimer la résistance à la liquéfaction des sols

sableux. Pour représenter les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre facile à obtenir, une procédure simplifiée a été développée par Seed et Idriss en 1971 [16]. Cette procédure permet de définir successivement : le taux de contraintes cycliques moyen nécessaire pour avoir la liquéfaction (*CRR*), le taux de contraintes cycliques induit par un séisme (*CSR*) et le facteur d'échelle d'amplitude (*MSF*), pour arriver à un facteur de sécurité (F_S) vis-à-vis de la liquéfaction.

- Le taux cyclique moyen nécessaire pour avoir la liquéfaction est défini par la relation (1).

$$CRR = \left({\delta_L}/{\sigma'_{V0}} \right) L \qquad (1)$$

avec :

- δ_L, contrainte de cisaillement cyclique moyenne horizontale (résistance du sol) ;
- σ'_v, contrainte verticale effective.

- Le taux de contraintes cycliques induit par un séisme représente l'intensité de la sollicitation sismique susceptible d'engendrer la liquéfaction et est défini par l'équation 2.

$$CSR = \left({\delta}/{\sigma'_{V0}} \right) = 0{,}65 \times \left({a_{max}}/{g} \right) \times \left({\sigma_{V0}}/{\sigma'_{V0}} \right) \times r_d \quad (2)$$

avec:

- δ, la contrainte de cisaillement cyclique induite par le séisme ;
- a_{max}, l'amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol ;
- σ_{v0} et σ'_{v0}, les contraintes verticales totale et effective ;
- r_d est un coefficient réducteur des contraintes avec la profondeur.

Pour les structures à faible risque et pour des profondeurs inférieures ou égales à 15 mètres, les équations (3), (4), (5) et (6) peuvent être utilisées pour la détermination de r_d :

$r_d = 1 - 0{,}00765 \times z$ pour $z \leq 9.15$ m (3)
$r_d = 1{,}174 - 0{,}0267 \times z$ pour $9.15 \text{ m} \leq z \leq 23$ m (4)
$r_d = 0{,}744 - 0{,}008 \times z$ pour $23 \text{ m} \leq z \leq 30$ m (5)
$r_d = 0{,}5$ pour $z > 30$ m (6)

avec z la profondeur en mètre.

- Le facteur d'échelle d'amplitude

La magnitude du moment dû au tremblement de terre influence la durée de la secousse et augmente significativement le nombre de cycles de contraintes. Avec un plus grand nombre de cycles, le sol opposera une résistance à la liquéfaction.
Les effets de l'amplitude des tremblements de terre ne sont pas inclus dans les équations précédentes. Une magnitude de 7,5 est souvent prise comme référence pour exprimer le *CRR* (qui devient alors $CRR_{7,5}$). Cette valeur correspond au *CRR* obtenu en laboratoire après 15 cycles de chargement uniforme, accompagnés d'une déformation de 5% au triaxial ou 3% à la boite de cisaillement. Il est toutefois possible d'évaluer l'intensité d'un *CRR* équivalent pour un séisme de magnitude *M* différente. On applique alors un coefficient réducteur (MSF) au $CRR_{7,5}$. Plusieurs auteurs ont proposé des relations différentes pour évaluer le *MSF*. Cependant, l'équation (7) proposée par Idriss en 1996 [19] pour un usage courant, est la plus communément trouvée dans la littérature:

$$MSF = {10^{2,24}}/{M^{2,56}} \qquad (7)$$

- Le facteur de sécurité à la liquéfaction

Le facteur de sécurité à la liquéfaction (ou coefficient de sécurité à la liquéfaction) est défini comme le rapport des taux de contraintes cycliques moyens selon la relation 8.

$$F_S = {\left(CRR_{7,5} \times MSF \right)}/{CSR} \qquad (8)$$

Où $MSF = 1$ pour des séismes d'amplitude $M_W = 7{,}5$.

Pour que la liquéfaction soit peu probable, F_S doit être supérieur à 1,33 conformément aux directives des PS 92 – norme NF P 06-013.

Les essais de pénétration in situ

Les essais de pénétration in situ peuvent être réalisés à l'aide de différents appareils ayant chacun leurs domaines d'applications et leurs limites. Les techniques les plus utilisées sont généralement basées sur la procédure simplifiée introduite par Seed et Idriss pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction sous sollicitation sismique [16]. Les deux appareils les plus couramment employés sont le Standard Penetration Test (SPT) – Pénétromètre dynamique et le Cône Penetration Test (CPT) – pénétromètre statique.
L'essai de pénétration dynamique (SPT) permet de tester la résistance du sol tout en prélevant des échantillons remaniés. De plus, son coût de mise en œuvre est assez faible. Il n'est cependant que rarement utilisé en France, les essais au pénétromètre statique (CPT) lui étant préférés. Le CPT présente un grand intérêt pour la reconnaissance des sols. Non seulement il permet une mesure de résistance de pointe à grande profondeur mais aussi une classification des sols grâce à la mesure couplée du frottement au manchon. Les points faibles du CPT sont son coût d'utilisation qui est élevé (acquisition de l'ordre de 150 000 euro) et sa lourdeur qui le réserve à des surfaces planes, ce qui l'écarte de tout usage sur les talus des digues.
De nombreux autres appareils de mesure de pénétration in situ existent tels que le « Vibratory Cône Penetration Test », le Dilatomètre Marchetti Test et le « Becker Penetration Test » dont l'utilisation est plus ou moins possible sur les ouvrages hydrauliques. Ces appareils sont généralement couplés à une ou plusieurs méthodes permettant l'obtention du taux cyclique moyen nécessaire pour avoir la liquéfaction

(*CRR*). Afin d'estimer *CRR* à partir d'un essai de pénétration statique (CPT), la méthode empirique de Robertson et Wride (1998) [15] est fréquemment employée. Elle est présentée en partie trois de cette étude. Une autre méthode est également utilisée, et est inspirée de la méthode CPT mais à l'évidence plus particulièrement adaptée aux digues : la méthode LERMES utilisant un pénétromètre dynamique léger (PANDA) et un perméamètre [11].

Les méthodes de mesures de la vitesse des ondes de cisaillement

Les méthodes de mesures de la vitesse d'ondes de cisaillement (V_S) permettent elles aussi d'appréhender le potentiel de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques. En effet, il est possible de relier la résistance à la liquéfaction à la vitesse de cisaillement des ondes *Vs*. La résistance à la liquéfaction et V_S sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique du sol étudié. Les appareils de mesures les plus couramment utilisés sont le Crosshole, le Downhole, le Sismocône et le SASW[1] – MASW[2]. La plupart des procédures basées sur V_S suivent la méthode simplifiée de Seed où V_S est corrélée avec *CRR* [2].

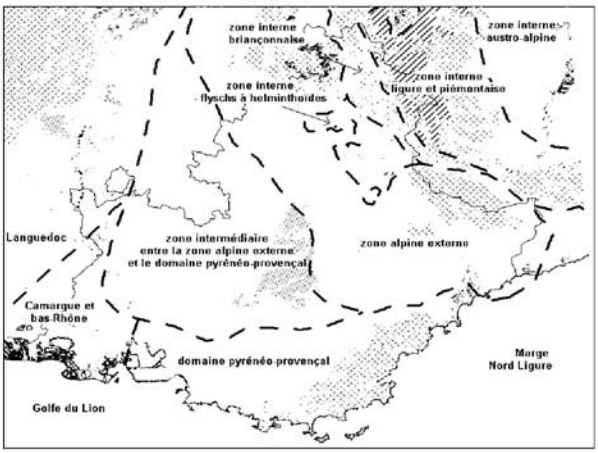


FIGURE 1: LES PRINCIPAUX DOMAINES STRUCTURAUX [18]

Les essais de laboratoire

Les deux principaux types d'essais de laboratoire permettant d'appréhender le potentiel de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques sont les essais de cisaillement cyclique et l'essai à la colonne résonante (essai RC).

Les essais de cisaillement cycliques permettent d'obtenir les propriétés de résistance, les propriétés de déformations et enfin, le potentiel de liquéfaction du matériau. L'essai cyclique au triaxial est le plus représenté des essais de cisaillement cycliques, il permet de créer en laboratoire toutes les conditions de terrain souhaitées. L'essai RC consiste à évaluer le potentiel de liquéfaction en laboratoire par l'intermédiaire de la vitesse des ondes de cisaillement (V_S). Le principe de l'essai consiste à mettre en vibration forcée une éprouvette et à augmenter la fréquence de la sollicitation jusqu'à la mise en résonnance suivant le mode fondamental de vibration. Cette sollicitation est appliquée par l'intermédiaire de bobines électromagnétiques. La connaissance de cette résonance permet la détermination du module de cisaillement et aussi le calcul de la distorsion de l'éprouvette.

Caractérisation simplifié de l'aléa sismique en basse vallée du Rhône

Contexte

La Méditerranée occidentale est marquée par une évolution géodynamique complexe schématiquement caractérisée par l'ouverture de l'océan Téthys durant le Mésozoïque et la convergence Afrique Europe durant le Cénozoïque [17] - [9] – [5].

La déformation tectonique actuelle de la région PACA est due au contexte de la convergence Afrique – Europe. La région PACA se trouve néanmoins assez éloignée de la zone de collision proprement dite qui affecte le Nord du Maghreb et le Sud de l'Espagne. Elle est donc soumise à une déformation intra-plaque (continentale) modérée, qui résulte pour partie de la convergence mais aussi de processus gravitaires liés à la haute topographie des Alpes [6]. Les déformations tectoniques actuelles et le niveau de sismicité (fréquence et magnitude des séismes) sont relativement plus faibles que pour les régions voisines de la frontière des plaques Afrique et Europe.

Terrier propose un zonage de la Provence [18] en 8 grandes zones structurales principales. La Figure 1 illustre ces zones.

Concernant l'analyse de l'aléa sismique vis-à-vis des digues de la basse vallée du Rhône, les domaines qui nous ont semblé les plus intéressants sont la zone intermédiaire, la Camargue et le bas Rhône, et le Golfe du Lion. Au sein de ces domaines structuraux, certaines failles peuvent être considérées comme « à risque » en basse vallée du Rhône.

Dans le cadre de notre étude, quatre systèmes de failles importants sont à prendre en compte vis-à-vis de l'évaluation de l'aléa sismique. Il s'agit du chevauchement des Alpilles, de la faille Arlésienne, du système de failles de Nîmes et du système de failles de Salon Cavaillon [6] et [13]. Pour trois de ces systèmes de failles, sismicités historique et instrumentale ont été rapportées [15] - [6] - [13]. Seule la faille Arlésienne est controversée car elle n'a pu être mise en évidence que par la sismique. C'est une faille cachée donc l'activité sismique récente n'est pas avérée.

Pour évaluer l'aléa sismique, il nous faut caractériser l'activité des différentes sources sismiques et en estimer les effets au niveau de la zone étudiée. Ceci peut être traité selon deux approches :

[1] SASW : Spectral Analysis of Surface Waves
[2] MASW : Multichannel Analysis of Surface Waves

- l'approche déterministe qui associe à chaque source sismique, un séisme maximum et ses caractéristiques (intensité épicentrale ou magnitude, type de mécanisme à la source,…) ;
- l'approche probabiliste qui décrit les occurrences futures des séismes par une loi de distribution donnant la fréquence annuelle de séismes dépassant différentes magnitudes (ou intensité épicentrale).

Afin de caractériser l'aléa sismique en basse vallée du Rhône, les deux approches ont été testées.
A l'issue de ces deux démarches et de l'obtention pour chacune d'entre elles, d'une magnitude et d'une accélération horizontale au sol, le taux de contraintes cycliques induit par un séisme (*CSR*), pourra être calculé.

Approche déterministe
Il est possible de déterminer une magnitude se référant aux segments composant les différents systèmes de failles étudiés. Pour cela, nous utilisons la relation de Wells et Coppersmith (1994) [7] :

$$M_W = 4{,}38\left(^{+}/_{-}\ 0{,}06\right) + 1{,}49\left(^{+}/_{-}\ 0{,}04\right)\log(RLD) \quad (9)$$

avec *RLD*, la longueur maximale rompue en km.

Cette relation est applicable à tous les types de failles (normale, inverse, décrochante).
L'étude du BRGM [18], nous a permis d'obtenir la segmentation des quatre systèmes de failles intéressants la basse vallée du Rhône. A partir de ces informations et de la relation de Wells et Coppersmith (1994) [7], nous avons pu calculer une magnitude pour chaque segment de faille, hormis la faille arlésienne pour laquelle aucune segmentation n'a été réalisée. L'obtention de l'accélération maximum au sol (a_{max}) afin de pouvoir calculer le taux de contrainte cyclique induit par un séisme (*CSR*) peut être acquise par la loi d'atténuation « Berge – Thierry & al » (2003) [4], en connaissant les couples Magnitudes – Distance au point considéré. Cette loi est utilisée pour une fréquence de 34 Hz, selon la relation (10).

$$\log PGA\,(f) = a\,(f) \times Mw + b(f) \times R - \log R + c\,(sol, f) \quad (10)$$

où R est la distance focale, les coefficients a, b et c sont utilisés pour une condition de sol de type « sédiment » et valent respectivement : a= 0,3118 ; b=-9,30.10^{-4} et c= 1,573.

Approche probabiliste
Afin d'estimer l'aléa sismique de la basse vallée du Rhône selon une approche probabiliste, nous nous sommes appuyés sur des données provenant d'une étude réalisée par GEOTER [12]. A partir de ces données, nous pouvons obtenir l'accélération horizontale moyenne selon différentes périodes de retour. La méthode de triangulation a été choisi afin d'obtenir un PGA_{moy} dans le cas où les points des sites présents dans les fichiers Arcmap-Arcview de GEOTER ne correspondent pas avec les sites à analyser. Le temps de retour pouvant être utilisé pour l'évaluation de la performance des digues vis-à-vis de l'aléa sismique, est de T= 475 ans selon la règlementation en vigueur. Une fois l'accélération horizontale moyenne obtenue et afin de s'approcher au plus juste de l'accélération réelle au niveau de la digue, nous utilisons un coefficient d'amplification S dépendant de la classe de sol de la zone considérée que nous retrouvons dans les règles de l'Eurocode 8 EN 1998 – 1 : 2004.
Afin d'estimer la magnitude potentielle sur la zone considérée, nous nous basons sur la méthode adoptée dans le rapport GEOTER. Cette méthode s'appuie sur des augmentations forfaitaires de la magnitude maximale observée, et traduites par les relations (11) et (12) :

Borne minimale de $M_{max} = M_{max\ obs.} + 0{,}5$ (11)

Borne maximale de $M_{max} = M_{max\ obs.} + 1$ (12)

Etude de cas – Potentiel de liquéfaction sous sollicitation sismique de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques

Afin d'appliquer la méthode par contraintes cycliques à une étude de cas, la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques a été choisie comme site pilote.
Les données nécessaires à l'application de la méthodologie sont issues de l'étude de renforcement de la digue [8] et plus particulièrement des cahiers de reconnaissance géotechnique [10]. La Figure 2 permet de localiser la zone d'étude pour le renforcement de la digue.

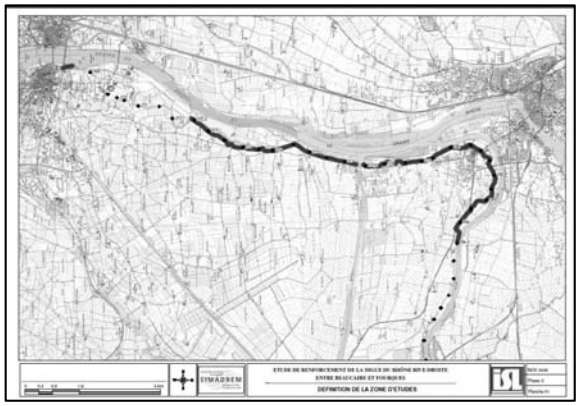


FIGURE 2 : LOCALISATION DE LA ZONE D'ÉTUDE POUR LE RENFORCEMENT DE LA DIGUE [6]

Le choix de notre site d'étude s'est porté entre les points kilométriques : PK 273 et PK 273,5. Ce choix a été établi en fonction des données disponibles. Ces données nous ont permis d'une part d'appréhender qualitativement la potentialité de liquéfaction d'une couche de sol et ce, grâce aux essais d'identification réalisés en laboratoire et d'autre part, d'évaluer le taux de contrainte cyclique moyen

nécessaire pour avoir la liquéfaction (*CRR*) et ce, grâce aux essais de pénétration au cône in situ (essais CPT).

Choix de la couche potentiellement liquéfiable et susceptibilité qualitative à la liquéfaction

La couche de sol présente entre 7,8 et 8 mètres de profondeur (couche en fondation) possède les caractéristiques appropriées pour apprécier le potentiel de liquéfaction tant au niveau qualitatif que quantitatif.

La susceptibilité qualitative à la liquéfaction de la couche de sol choisie a pu être évaluée grâce aux essais d'identification issus d'un sondage carotté. La Figure 3 permet d'illustrer schématiquement cette couche de sol.

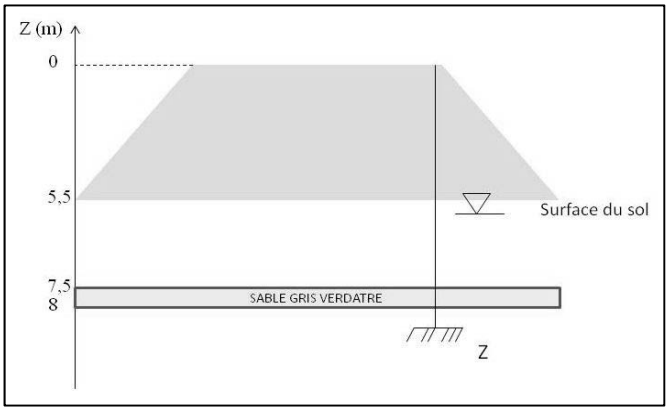


FIGURE 3 : COUPE DE LA DIGUE ET REPRÉSENTATION DE LA COUCHE DE SOL CONSIDÉRÉE

L'ensemble des critères décrit dans les règles PS92, norme NF P 06 – 013 n'ont pas pu être tous vérifiés, notamment la valeur du coefficient d'uniformité. Cependant, la nature du matériau décrit comme un "sable gris verdâtre", ainsi que le degré de saturation de la couche *Sr* (%) = 92,5 (proche de 100%) suggère que cette couche de sol en fondation pouvait être susceptible de se liquéfier en cas de sollicitation sismique.

Susceptibilité quantitative à la liquéfaction

L'approche par contraintes cycliques de Seed et Idriss [13] est appliquée. Elle nous permet de définir le taux de contraintes cycliques moyen nécessaire pour avoir liquéfaction ($CRR_{7,5}$) à partir des essais in situ, puis le taux de contraintes cycliques induit par le séisme (*CSR*) et enfin le facteur d'échelle d'amplitude. In fine, un facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction sous sollicitation sismique pour la couche de sol considérée est obtenu.

Calcul du taux de contrainte cyclique nécessaire pour avoir liquéfaction (CRR)

En se basant sur les résultats d'essais in situ réalisés au pénétromètre à cône et sur la méthode de Robertson et Wride [15], nous avons calculé le taux de contrainte cyclique moyen nécessaire pour avoir liquéfaction ($CRR_{7,5}$). La procédure d'utilisation de la méthode de Robertson et Wride est décrite sur la Figure 4.

Les données d'entrées nécessaires au calcul du $CRR_{7,5}$ étaient disponibles dans les cahiers de reconnaissance géotechnique [10] et sont récapitulées dans le Tableau 1.

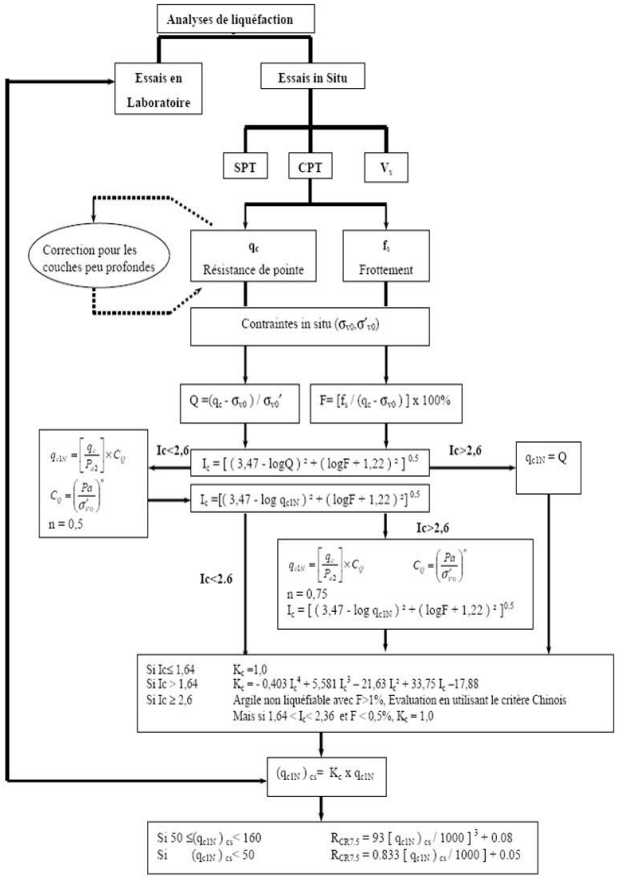


FIGURE 4: MÉTHODE DE ROBERTSON ET WRIDE (1998) [9]

TABLEAU 1: DONNÉES D'ENTRÉES NÉCESSAIRE À L'APPLICATION DE LA MÉTHODE DE ROBERTSON ET WRIDE

Résistance à la pénétration du cône qc (MPa)	Frottement latéral fs (MPa)	Rapport de frottement Rf (%)	Contraintes verticales totales et effectives σ v (kPa) et σ ' v (kPa)	
2.5	0.07	2.8	209.51	185.01

A partir de la méthode de Robertson et Wride (1998), nous obtenons un $CRR_{7,5}$ pour la couche de sol considérée dans l'étude de cas :

$$CRR_{7,5} = 0{,}08$$

Calcul du taux de contraintes cycliques induit par le séisme (*CSR*) :

Afin d'estimer le *CSR*, les données de magnitudes et d'accélérations sont nécessaires.

Approche déterministe

La digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques semble être proche du segment de faille de Châteauneuf du Pape – Nîmes, segment appartenant au système de failles de Nîmes. La longueur de ce segment étant d'environ 45 km, nous en déduisons, en utilisant la relation de Wells et Coppersmith (1994) [7], que la magnitude est égale à $M_W = 6{,}8\ (\pm 0{,}2)$.
De plus, la distance focale entre la digue et le segment de faille de Châteauneuf du Pape étant de 15,8 km, nous en déduisons d'après la loi de Berge–Thierry & al (2003) [4], que le pic d'accélération pour un sol de type « sédiment » est $PGA = 3{,}02\ m/s^2$.
Nous pouvons à présent utiliser l'équation (2) afin d'obtenir le CSR. La couche de sol considérée étant à 8 mètres de profondeur, la relation (3) nous permet de calculer le r_d. Nous obtenons finalement un *CSR* égal à : $CSR = 0.21$.

Pour la détermination du facteur de sécurité à la liquéfaction à partir de l'approche déterministe, nous avons pris comme référentiel (en supplément du segment de faille de Châteauneuf du Pape), les segments de la faille de la moyenne Durance qui sont bien mieux connus par les scientifiques et où l'incertitude est moins grande vis-à-vis de leurs longueurs et de la magnitude associée à leurs rupture soit respectivement pour le segment de 10 km, $M_W = 5{,}9$ et pour le segment de 20 km, $M_W = 6{,}3$.

Nous calculons donc pour ces trois magnitudes le facteur d'échelle d'amplitude correspondant, afin d'obtenir pour chacune un facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction sous sollicitation sismique de la couche de sol considérée sur la digue de Beaucaire Fourques. Le Tableau 2 synthétise les résultats que nous avons obtenus.

TABLEAU 2 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DES FACTEURS DE SÉCURITÉ À LA LIQUÉFACTION ISSUS DE L'APPROCHE DÉTERMINISTE DE L'ALÉA SISMIQUE

$M_W = 6{,}8$	$M_W = 5{,}9$	$M_W = 6{,}3$
$MSF = 1{,}28$	$MSF = 1{,}85$	$MSF = 1.56$
$F_S = 0{,}48$	$F_S = 0{,}70$	$F_S = 0{,}59$
Liquéfaction probable car $F_S < 1{,}33$	Liquéfaction probable car $F_S < 1{,}33$	Liquéfaction probable car $F_S < 1{,}33$

A partir de l'approche déterministe, le phénomène de liquéfaction des sols dans la couche considérée de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques semble probable pour les trois magnitudes potentielles testées.

Approche probabiliste :
A partir de l'étude de GEOTER [12], nous avons estimé l'accélération horizontale moyenne du site d'étude en appliquant la méthode de triangulation. Nous avons choisi des points faisant partie du fichier Arcmap de GEOTER afin de trianguler la zone considérée. Ces derniers sont représentés sur la Figure 5.

A partir de ces points, des spectres de réponses sont extraits, chacun correspondant à différentes périodes de retour.
La Figure 6 illustre les spectres de réponses élastiques des trois points sélectionnés à différentes périodes de retour.
Pour une période de retour de T = 475 ans, nous déduisons une accélération au rocher en faisant la moyenne des trois accélérations au rocher obtenues par les spectres. Nous obtenons $PGA_{moy} = 1{,}094\ m/s^2$.

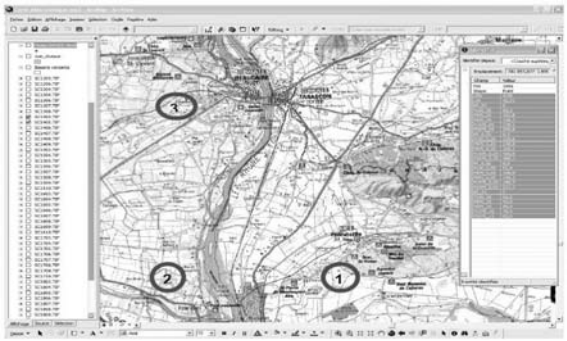


FIGURE 5: SÉLECTION DE TROIS POINTS DU FICHIER ARCMAP DE GEOTER POUR L'ESTIMATION PAR TRIANGULATION DE L'ACCÉLÉRATION HORIZONTALE MOYENNE AU NIVEAU DE LA DIGUE [10]

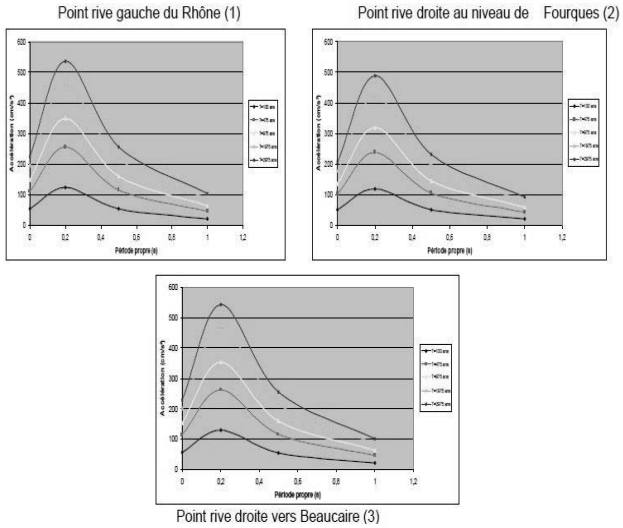


FIGURE 6 : SPECTRES DE RÉPONSE ÉLASTIQUES DES TROIS POINTS SÉLECTIONNÉS AUTOUR DE LA DIGUE [10]

Afin de calculer l'accélération moyenne pour un sol de classe C, nous avons multiplié l'accélération au rocher par le coefficient d'amplification S correspondant à la classe de sol considéré. Nous obtenons alors $PGA_C = 1{,}641\ m/s^2$.
Le calcul de la magnitude maximale basée sur les augmentations forfaitaires de la magnitude maximale observée est réalisé à partir du séisme de référence pour la zone du Golfe de Lion – Camargue de 1903, où la magnitude était de $M_W = 4{,}7$. Soit :

$$\text{borne minimale de } M_{max} = 5{,}2$$

borne minimale de $M_{max} = 5{,}7$

Nous pouvons à présent calculer le taux de contraintes cycliques induit par un séisme (*CSR*) et le facteur de sécurité à la liquéfaction par approche probabiliste.

Ce calcul mené à partir du PGA_C nous donne $CSR = 0{,}11$.

Le Tableau 3 présente les deux facteurs de sécurité à la liquéfaction, obtenus en fonction des deux bornes de magnitude maximale.

Contrairement à l'approche déterministe, à partir de l'approche probabiliste, la liquéfaction de la couche considérée de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques semble donc peu probable pour une période de retour de 475 ans.

TABLEAU 3 : RÉCAPITULATIF DES RÉSULTATS DES FACTEURS DE SÉCURITÉ À LA LIQUÉFACTION ISSUS DE L'APPROCHE PROBABILISTE DE L'ALÉA SISMIQUE

$M_W = 5{,}2$	$M_W = 5{,}7$
$MSF = 2{,}55$	$MSF = 2{,}02$
$F_S = 1{,}85$	$F_S = 1{,}46$
Liquéfaction peu probable car $F_S > 1{,}33$	Liquéfaction peu probable car $F_S > 1{,}33$

Conclusion

Les ouvrages hydrauliques en remblai, sous certaines configurations, sont naturellement sensibles au phénomène de liquéfaction des sols sous sollicitations sismiques. De nombreuses méthodes d'évaluation du potentiel de liquéfaction existent mais ne sont pas toutes applicables aux digues en remblai. Celles-ci permettent de déterminer le facteur de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction des sols sous séismes, ceux-ci pouvant être évalués par une étude spécifique régionale comme nous l'avons fait au cours des travaux de recherche, objets de la présente communication.

L'aléa sismique en basse vallée du Rhône n'est pas négligeable. Deux approches ont été retenues pour son estimation sur un cas d'étude de digue située dans cette région : l'approche déterministe et l'approche probabiliste. Pour ce cas, l'approche déterministe apparait nettement plus pénalisante que l'approche probabiliste appliquée avec un aléa de période de retour 475 ans.

Remerciements

Les auteurs remercient la fédération de recherche ECCOREV (Ecosystème COntinentaux et Risques EnVironnementaux), qui a soutenu financièrement ces travaux, ainsi que le SYMADREM gestionnaire de la digue qui a servi à l'étude de cas pour la mise à disposition des études de diagnostic et des résultats des sondages et essais. Ce travail a bénéficié de nombreuses discussions avec Fabrice Hollender (CEA) dans le cadre du Programme CASHIMA dont il a la direction.

Références

[1] AFPS (1993). *Guide méthodologique pour la réalisation d'études de microzonages sismique*. Saint Rémy – lès – Chevreuse.

[2] Andrus R.D., Stokoe, Chung, (1999). *Chapter 2: Liquefaction resistance and shear wave velocity, Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures.* Building and fire research laboratory national institute of standards and technology Gaithersburg.

[3] Bambara G. (2010). *Première caractérisation du risque de liquéfaction sous sollicitation sismique d'ouvrages hydrauliques en remblai existants ou projetés en basse vallée du Rhône*. Rapport de stage de Master professionnel, Université de Provence, 59p.

[4] Berge-Thierry C., Cotton F., Scotti O., Griot-Pommera D.A., & Fukushima Y. (2003). *New empirical response spectral attenuation laws for moderate European earthquakes*. Journal of Earthquake Engineering, Vol.7 (2) pp.193–222.

[5] Billi A., & al. (2011). *Recent tectonic reorganization of the Nubia-Eurasia convergent boundary heading for the closure of the western Mediterranean*. Spec.Vol. "Provence 2009", Edt.O Bellier, Bull. Soc. Géol. France, 182, n°4, pp.279 – 303.

[6] Cushing M., Bellier O., & al. (2008). *A multidisciplinary study of a slow-slipping fault for seismic hazard assessment: the example of the Middle Durance Fault (SE France)*. Geophys. J. Int. doi: 10.1111/j.1365-246X.2007.03683, 172, pp.1163 – 1178.

[7] Donald L., Wells and Kevin J., Coppersmith (1994). *New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement*. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.84, No.4, pp. 974 – 1002.

[8] ISL (2008). *Etude du renforcement de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques : rapport de phase 1, 2 et 3*. Marché n°2007 – 22/30 passé entre le SYMADREM et ISL.

[9] Jolivet L., Faccena C. (2000). *Mediterranean extension and the Africa-Eurasia collision.* Tectonics, Vol.19, pp.1095-1106.

[10] Kopibida C. (2008). *Reconnaissance géotechnique pour le renforcement de la digue de Beaucaire Fourques (30) : cahier 1, 2 et 3.* FUGRO Géotechnique, dossier n°08M-0041-a00 CKO I0G, réalisé pour le compte du SYMADREM.

[11] Luc Lepetit (2002). *Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risqué liquéfaction*. Thèse de l'école doctorale des sciences pour l'ingénieur de Clermont Ferrant.

[12] Martin C., Combes P. (2002). *Révision du zonage sismique de la France : Etude probabiliste*. Rapport final N°GTR/MATE/0701-150

[13] Molliex S., Bellier O., & al. (2011). *Tectonic and sedimentary inheritance on the structural framework of Provence (SE France): Importance of the Salon – Cavaillon fault*. Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2010.09.008,501,1-16.

[14] Nédellec JL. (2006). *Mamoudzou (Mayotte) - Analyse du potentiel de liquéfaction au droit du projet d'extension de la station d'épuration du Baobab.* Rapport Final - BRGM/RP-55197-FR, 27p.

[15] Robertson P.K., Wride C.E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Can Geotech J, Ottawa, Vol.35, pp. 42-59

[16] Seed H.B., Idriss I.M. (1971). *Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential,* Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No. SM9, pp. 1249-1273

[17] Stampfli G.M., Borel G.D. (2002). *A plate tectonic model for Paleozoic and Mesozoic constrained by dynamic plate boundaries and restored synthetic oceanic isochrones.* Earth and Planetary Science Letters, Vol.196, pp.17-33.

[18] Terrier M. (2004). *Identification et classification des failles actives de la région Provence – Alpes – Cotes d'Azur.* Etudes BRGM/RP – 53151 – FR.

[19] Youd T.L., Idriss I.M. (2001). *Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction Resistance of soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, pp.297-313.

Thème 5

Méthodes de reconnaissance, essais de laboratoire, essais et mesures in situ, y compris les coûts

Rapporteurs : F. Anselmet (IRPHE), D. Marot (Gem), S. Palma-Lopes (Ifsttar) et N. Rosin-Corre (Tractebel Engineering - Coyne et Bellier)

La télédétection LiDAR héliportée haute résolution, un outil efficace pour étudier la topographie et contribuer au diagnostic des digues de protection

High resolution helicopter-borne LiDAR: an efficient remote sensing technique for topographical survey and ageing assessment of flood dikes

P. Mériaux[1], L. Auriau[1], J. Maurin[2], A. Boulay[2], S. Lacombe[3], S. Marmu[3]

[1] Irstea, Unité de Recherche « Ouvrages hydrauliques », Aix-en-Provence, patrice.meriaux@irstea.fr, lucie.auriau@irstea.fr
[2] DREAL Centre, Service Loire et Bassin Loire-Bretagne, Orléans, prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr
[3] FUGRO-GEOID, Montpellier, s.lacombe@fugro.com, s.marmu@fugro.com

Résumé

Le LiDAR (Light Detection And Ranging) est une technique de télédétection "active" qui repose sur la mesure de distances entre une source laser et la surface terrestre. Embarqué sur un hélicoptère, un système de cartographie haute résolution d'infrastructures linéaires comme FLI-MAP (Fast Laser Imaging and Mapping on Airborne Platform, ©FUGRO) peut fournir, pour une largeur de corridor d'une centaine de mètres, et pour une hauteur de vol de 150 m, une densité de points de 80 pts/m^2, avec une précision altimétrique (Z) de 0,03 m et planimétrique (X, Y) de 0,05 m en bonnes conditions de surface. Le rendement in situ d'un tel système d'acquisition LiDAR est de 80 à 100 km de digues survolées par jour, ce qui rend cette technique adaptée aux situations d'urgence (pendant ou après une crue majeure, par exemple).

Couplée à la prise de photos et de vidéos aériennes à haute définition, la technologie permet d'étudier avec précision toutes les irrégularités de surface ou autres indices visuels susceptibles d'être autant de désordres dans la digue elle-même : par exemple, un affaissement ou la présence d'un fontis sur la crête peut être le résultat d'une érosion interne ou d'un effondrement karstique. Dans le cas des digues végétalisées, l'exploitation des données LiDAR haute densité obtenues permet d'étudier et cartographier la végétation arborée, qui est une source de dangers pour la digue, mais aussi de caractériser les structures cachées par le couvert végétal et inaccessibles aux photos aériennes. Des visites de terrain demeurent, bien sûr, indispensables pour compléter la reconnaissance visuelle tout comme des reconnaissances géotechniques afin d'identifier des singularités possibles dans le corps de digue ou dans sa fondation.

Le présent article propose et décrit une méthodologie pertinente d'exploitation des données de télédétection LiDAR collectées en « condition sèche » pour contribuer au diagnostic d'une digue de protection contre les inondations.

Abstract

LiDAR (Light Detection And Ranging) is an active remote sensing technique that provides georeferenced distance measurements between an airborne platform and the surface. Embedded in an helicopter, a high-resolution corridor mapping system like FLI-MAP (Fast Laser Imaging and Mapping on Airborne Platform, © FUGRO) can provide, over a one hundred meters wide corridor, at a fly height of 150 m, a point density of 80 pts/m^2, with an absolute height accuracy (Z) of 0.03 m and (X,Y) accuracy of about 0.05 m. Such LiDAR system is able to acquire data on dike structures of up to 80 km per day, which makes this technique particularly efficient during emergency situations (during and after a major flood, for example).

The high-resolution digital images and videos allow studying with accuracy all surface singularities which are often clues of disorders in the dike itself: for example a subsidence or a sinkhole on the crest may result from internal erosion or karst collapse. Moreover, in case of wooded dikes, LiDAR data make possible to study and map woody vegetation near or onto the dike which is a major risk factor for dikes, but also to characterize structures hidden by vegetation cover and invisible by aerial photographs. Such singularities, once pre-identified on the images are, of course, to be confirmed by field visits, but the contribution of high resolution LiDAR data is to improve the completeness of these visual clues. Geophysical survey or geotechnical testing will then characterize possible extension of surface singularities in the dike body or in the foundation.

Our paper proposes and describes a relevant methodology to exploit these remote sensing data collected during "dry condition", for levee safety assessments.

Introduction

Le LiDAR : une technologie efficiente de télédétection

La télédétection en général

La télédétection désigne, dans son acception la plus large, la mesure ou l'acquisition d'informations sur un objet ou un phénomène, par l'intermédiaire d'un instrument de mesure n'ayant pas de contact avec l'objet étudié. C'est l'utilisation à distance (par exemple depuis un aéronef, un engin spatial, un satellite ou encore un bateau) de n'importe quel type d'instrument permettant l'acquisition d'informations sur l'environnement. On fait souvent appel à des instruments tels qu'appareils photographiques, lasers, radars, sonars, sismographes ou gravimètres.

LiDAR

Le LiDAR (Light Detection And Ranging) est une technique de télédétection « active » avec émission de lumière (rayon laser) à partir d'un émetteur/récepteur (rayon laser). Une partie de la lumière est diffusée ou absorbée par le milieu visé, l'autre est rétrodiffusée en direction de la source du rayonnement. La technique est basée sur la mesure de distances entre la source laser et l'objet ou le milieu étudié (typiquement la surface terrestre). Le signal est émis par un laser monté sur une plate-forme aéroportée (hélicoptère ou avion) ou terrestre. La longueur d'onde du signal est comprise, selon les applications, entre 500 nm (ex : LiDAR bathymétrique) et 1550 nm, soit en proche Infra-Rouge (ex : Airborne Laser Scanning).

La technique LiDAR est d'abord un outil de levé topographique mais est utilisée plus largement avec succès dans des applications territoriales très diverses : par exemple pour étudier les vallées fluviales [1], les arbres et forêts [2] ou les processus de déforestation [3], la stabilité des versants [4] ou les processus d'érosion [5], les ouvrages ou infrastructures linéaires (voies de transport, de chemin de fer, lignes électriques, digues [10]).

C'est en particulier dans les zones de montagne, délicates à survoler à basse altitude par avion, que l'on a commencé à remplacer celui-ci par l'hélicoptère pour embarquer le système LiDAR. A altitude de survol égale, l'hélicoptère présente, en outre, l'avantage de pouvoir voler plus lentement que l'avion, ce qui permet d'obtenir des densités élevées de points au sol (> 50 points/m^2). A contrario, lors des vols à basse altitude et à haute densité de points, la fauchée (i.e. largeur de la bande ou du corridor mesuré au sol) est étroite et, si nécessaire, il faut prévoir plusieurs allers et retours contigus pour couvrir une surface donnée selon la hauteur de vol : ceci fait que la technique LiDAR héliportée est particulièrement bien adaptée au levé ou au suivi d'infrastructures linéaires tels que les digues ou les berges de rivière [6], ou la végétation arborée présente sur celles-ci [7].

Système FLI-MAP 400

Le FLI-MAP 400 de FUGRO est un système d'acquisition topographique par hélicoptère, qui intègre le LiDAR, des récepteurs GPS et une centrale inertielle, ainsi que des appareils de photographie aérienne haute résolution et des caméras vidéos.

Les données issues des GPS différentiels (antennes GPS embarquées et stations GPS au sol) et les mesures de la centrale inertielle sont traitées pour déterminer la trajectoire précise de l'hélicoptère. Les données de calibration des capteurs et leurs paramètres de montage (axes de visée et bras de levier) permettent de connaître la position de chaque capteur, particulièrement le laser, à tout moment. Par conséquent, en combinant les mesures laser avec la position (GPS) et « l'attitude » de l'hélicoptère (IMU), les coordonnées de chaque point relevé sur la surface terrestre peuvent être calculées et collectées en nuage de points laser bruts.

Le rayon laser est émis selon trois angles de balayage : 7° vers l'avant, position verticale, 7° vers l'arrière, ce qui permet de déterminer la forme et la position d'objets très minces et grands et d'améliorer la visibilité de la zone survolée. Le faisceau laser peut en effet atteindre des éléments du sol partiellement recouverts (par exemple par la végétation), ce qui est impossible avec un laser à direction uniquement verticale (cf. Figure 1).

La fréquence du scanneur laser du système FLI-MAP est de 250 kHz. La densité de points relevés qui en résulte dépend à la fois de la hauteur de vol et de la vitesse de l'hélicoptère lors de l'acquisition ; elle est supérieure à 80 points par mètre carré pour une hauteur de vol de 150 m, à une vitesse de 60km/h. Avec une telle densité de points, on est assuré qu'une partie des faisceaux laser traverse le couvert végétal et atteint la surface terrestre pour explorer la topographie sous la canopée. De plus, le système inclut aussi la technologie des « multiples retours » (ou « multiples échos ») du laser qui peut enregistrer jusqu'à quatre réflexions pour chaque impulsion laser émise, ce qui améliore par la suite l'interprétation, même dans des zones de végétation dense. Les données du premier écho représenteront par exemple les sommets de végétation alors que celles du dernier écho représenteront le sol sous cette même végétation (Figure 1).

Le scanneur laser est associé à un appareil photo en vue vers l'avant et à deux côte à côte en vue verticale (16 Mpixels), ainsi que deux caméras orientées respectivement vers l'avant et à la verticale. En complément du nuage de points laser, des photographies haute résolution et des vidéos sont donc fournies et exploitables pour aider à identifier les objets.

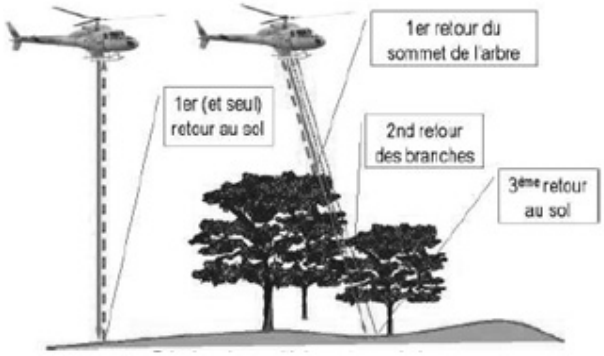


FIGURE 1. ILLUSTRATION DE L'ANGLE DE BALAYAGE AVANT ET PRINCIPE DES MULTIPLES RETOURS DU LASER

Le vol d'acquisition doit être fait dans des conditions météorologiques correctes en basse altitude pour permettre l'évolution de l'hélicoptère (vent < 80 km/h, absence de brouillard) et la qualité de l'imagerie aérienne.

Difficultés inhérentes au diagnostic des digues de protection situées en zone urbaine

Dans les villes inondables riveraines d'un cours d'eau, la volonté de réserver le maximum d'emprise pour le développement urbain a généralement conduit les hommes à construire les digues de protection contre les crues en bordure immédiate de la rivière. Les digues sont alors protégées côté cours d'eau par un mur ou un revêtement en maçonnerie de pierres ou en béton, fondé sur un rideau de pieux ou de palplanches. Ce type d'ouvrage, de fait souvent composite (remblai-maçonnerie), est classiquement soumis à quatre principaux mécanismes pathologiques : érosion interne, surverse, glissement de talus ou érosion externe du talus côté rivière ou affouillement [8] ; la structure rigide côté cours d'eau est elle-même exposée à des mécanismes particuliers de rupture (ex : effondrement, renversement, etc.) ou de dégradation (ex : affaissement, fissuration, usure, érosion, etc.) qui altèrent sa fonction de protection.

Il arrive que certains quartiers des villes riveraines de cours d'eau se soient installés, à l'abri des inondations, en pied de coteau ou sur une zone haute topographique du lit majeur (on qualifie une telle zone de « tertre » dans la vallée de la Loire). Au droit de ces zones, la digue est alors souvent remplacée par un mur de quai qui, s'il reste soumis à des mécanismes pathologiques propres (renversement côté rivière à la décrue, érosion ou fissuration du parement, sous-cavage ou sous-tirage de fines en fondation, etc.), ne fonctionne plus comme un ouvrage retenant de l'eau mais comme un ouvrage de protection ou de soutènement de la berge et des infrastructures qu'elle supporte (route, ouvrages portuaires, bâtiments, etc.). La difficulté dans le diagnostic de tels ouvrages hydrauliques en zone urbaine réside dans le fait que la densité de l'habitat et des constructions ne permet pas de voir facilement si on a affaire à une digue sensu stricto, de structure composite, ou à un « simple » mur de quai. Par ailleurs, les secteurs de raccordement entre la digue et le mur de quai – situés à l'amont et à l'aval de la (des) zone(s) haute(s) topographique(s) et pas toujours aisés à repérer, constituent autant de points de faiblesse structurels vis-à-vis des mécanismes pathologiques, notamment vis-à-vis de l'érosion interne : il s'agit en effet de secteurs - que nous qualifierons d'interfaces ou de transition [9] - dont l'aménagement est la plupart du temps très ancien et pour lesquels on ne dispose pas de plans précis de construction.

Objectifs du projet européen FloodProBE

Le projet de recherche européen FloodProBE 2010-2013 porte sur l'amélioration des techniques et aménagements de protection contre les crues en contexte urbain. Une de ses tâches concerne spécifiquement le développement d'outils ou méthodes efficientes de diagnostic des digues urbaines.

Face aux difficultés particulières présentées par de telles digues à structure composite (cf. paragraphe ci-dessus), la technologie de télédétection laser héliportée à très haute résolution a été identifiée comme porteuse pour contribuer à leur diagnostic (topographie détaillée, caractérisation des structures encastrées et de la végétation, …). Utilisée depuis plusieurs années aux USA et aux Pays-Bas, cette technologie d'acquisition LiDAR est encore très peu développée en France et dans de nombreux pays d'Europe. Aussi, les équipes françaises contribuant au projet ont proposé qu'elle soit déployée sur un des sites-pilotes du projet et qu'une méthodologie pertinente d'exploitation des données ainsi acquises soit élaborée à partir de ce cas réel d'application. Ce sont les résultats de ce travail que nous présentons dans la suite de cet article.

Acquisition LiDAR sur les digues du site pilote « FloodProBE » du Val d'Orléans

Choix et description du site pilote

Le site pilote français, choisi pour la réalisation et l'exploitation à titre expérimental d'un levé LiDAR héliporté sur les digues et ouvrages associés est le Val d'Orléans. Les enjeux de ce val comptent parmi les plus importants de la Loire avec plusieurs quartiers ou bourgs de l'agglomération d'Orléans implantés en zone inondable du fleuve (65 000 habitants).

Deux types de digues se distinguent sur la rive gauche du val d'Orléans :

- les digues en remblai ou « levées » (Figure 2), dans les zones rurales et suburbaines (50 km), soit en contact avec le lit mineur (10 km), soit plus ou moins éloignées de celui-ci (40 km) avec la présence d'un « franc-bord » correspondant à la zone comprise entre le lit mineur et la levée. Par rapport à des digues classiques, les levées de la Loire présentent la particularité d'être généralement dotées d'une « banquette »

en crête, tantôt côté fleuve, tantôt côté val (et parfois même des deux côtés) et d'un tapis drainant en pied de talus côté val ;

- de murs ou quais maçonnés (Figure 3) ou mixtes remblai-maçonnerie dans les zones urbaines (4 km), surmontés ou non de parapets ou murets et comprenant ou non de nombreux ouvrages singuliers (portes, cales conduites, pertuis batardables).

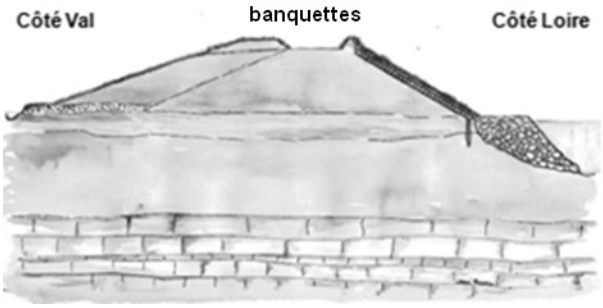


FIGURE 2. COUPE TRANSVERSALE D'UNE DIGUE-TYPE EN REMBLAI (« LEVÉE »), EN ZONE RURALE OU SUB-URBAINE SUR LE VAL D'ORLÉANS

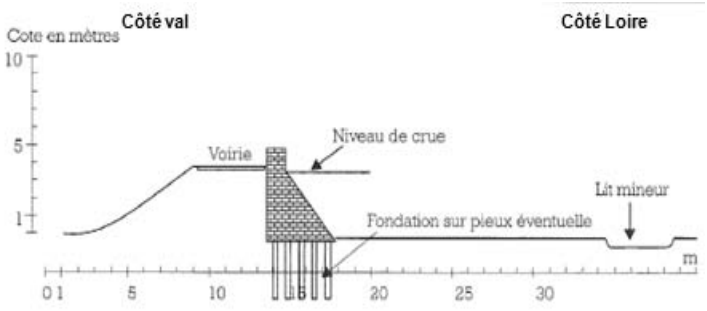


FIGURE 3. COUPE TRANSVERSALE D'UNE DIGUE-TYPE MIXTE REMBLAI-MAÇONNERIE EN ZONE URBAINE SUR LE VAL D'ORLÉANS

Préparation de la mission et acquisition LiDAR

La méthodologie étudiée pour exploiter les données LiDAR et l'imagerie haute résolution concerne l'évaluation de la sécurité des digues en condition « sèche » (i.e. c'est-à-dire hors période de crue, avec un talus côté Loire de la levée émergé et donc en principe bien visible). Afin de remplir les objectifs d'un tel diagnostic, les instructions de vol ont été d'acquérir les données en saison automnale (arbres sans feuille) et par temps sec pour ne pas être en épisode de crue.

Les 17 et 18 novembre 2010, 70 km de digues du Val d'Orléans (dont 60 km en rive gauche et 4 km en milieu urbain) et 6,5 km du remblai ferroviaire Orléans–Vierzon ont été survolés par le système LiDAR FLI-MAP 400 sur un corridor de 105 m de largeur, axé en général sur l'emprise de la partie en remblai des ouvrages.

Ces paramètres de vol permettent d'obtenir au final une précision de 5 cm en planimétrie et de 3 cm en altimétrie pour les points levés, en conditions de surface favorables.

Ensemble des données obtenues

Les livrables de la mission FLI-MAP comprennent l'élaboration et la fourniture de modèles numériques d'élévation et de terrain, de la mosaïque d'images géoréférencées et orthorectifiées haute résolution et de vidéos, concernant les levées et ouvrages associés présents dans les corridors survolés, ainsi que, sur quelques tronçons remarquables de digue, d'un jeu de plans topographiques à l'échelle 1/500° et des profils en long ou en travers. L'ensemble des données topographiques est élaboré dans le système RGF 93 projection LAMBERT 93. Le système de référence altimétrique associé est le NGF IGN 69 (dite altitude « normale »).

La densité de points laser bruts supérieure à 80 points par mètre carré permet de matérialiser tous les éléments topographiques visibles et identifiables par une représentation supérieure à 1 mm à l'échelle d'un plan de 1/500°.

Les photos aériennes sont prises avec un taux de recouvrement de 50 %. La taille des pixels est de 25 mm au sol. La configuration de l'appareil photo en visée frontale oblique permet une visualisation en perspective du terrain, très utile pour les chefs de projet désirant analyser des objets spécifiques que la vision verticale pourrait « écraser ». A partir des photos aériennes verticales brutes et des données laser, une mosaïque de photos géoréférencées et orthorectifiées des levées et quais, ainsi que du remblai ferroviaire de la ligne Orléans-Vierzon, a été établie.

Les vidéos géoréférencées des levées et quais, ainsi que du remblai ferroviaire, ont été établies. De la même façon que les photos frontales, les vidéos obliques permettent de repérer et d'évaluer les objets en perspective.

Le modèle numérique d'élévation (MNE ou MNS) contient les informations essentiellement issues des premiers échos du laser, c'est-à-dire l'enveloppe « végétation et bâti » (Figure 4). Les éléments tels que les voitures et les personnes sont filtrées. La topographie sub-aquatique n'apparaît pas non plus sur le MNS car le type de laser mis en œuvre dans le système FLI-MAP ne traverse pas l'eau.

Pour les besoins de l'expérimentation FloodProBE, d'autres produits MNS ont été créés : un MNS sans végétation, pour ne faire apparaître que le bâti ; et à l'inverse un MNS sans bâti pour ne laisser que la végétation. Ceci permet de mieux analyser tour à tour le bâti et la végétation sous SIG. Il a été décidé de retenir pour les trois produits MNS un pas de grille de 0,10 mètre.

Le modèle numérique de terrain (MNT) contient des données laser filtrées, laissant apparaître la topographie uniquement. Il comprend les digues et le remblai ferroviaire et tous les éléments constitutifs ou ouvrages hydrauliques associés (parapets, banquettes, ballast). Les données enregistrées par laser sont filtrées afin d'enlever les éléments n'appartenant pas à la topographie du sol ou aux ouvrages hydrauliques, tels que la végétation, les bâtiments hors digue, les voitures, etc. Comme pour le MNS, la taille des mailles de la grille retenue est de 0,10 mètre.

Enfin, sur une sélection de quelques tronçons caractéristiques de digue du linéaire survolé et pour satisfaire des besoins de la DREAL Centre, gestionnaire des ouvrages, des profils en long de la crête et des pieds amont et aval du remblai, des profils en travers et des plans topographiques ont été élaborés.

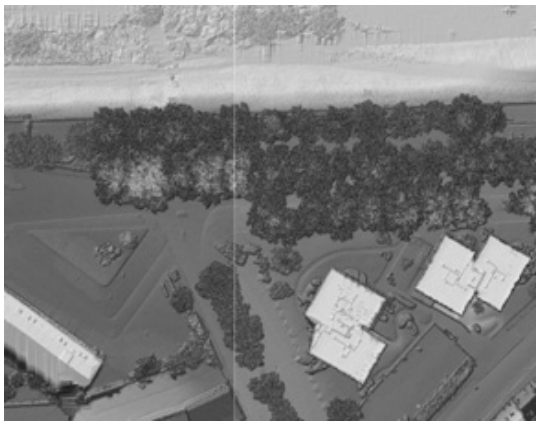


FIGURE 4. MODÈLE NUMÉRIQUE D'ELEVATION (MNE) COMPRENANT LA TOPOGRAPHIE, LA VÉGÉTATION ET LE BÂTI

Méthodologie d'exploitation des données LiDAR et images pour contribuer au diagnostic des digues

Le diagnostic d'un ouvrage de génie civil vise à évaluer l'état (i.e. son aptitude à remplir ses fonctions) de l'ouvrage et sa capacité à résister à tous les mécanismes pathologiques de vieillissement, dégradation, défaillance ou rupture susceptibles de l'affecter, et à définir et prioriser les mesures nécessaires pour améliorer ou pérenniser cet état : auscultation, maintenance, réparation, confortement, etc. La réglementation française (décret du 11/12/2007) s'est largement inspirée de la définition précédente pour spécifier le diagnostic dit "de sûreté" d'un ouvrage hydraulique.

Les quatre principaux mécanismes de dégradation ou de rupture des digues rappelés ci-dessus sont reliés, de manière plus ou moins directe, à des éléments topographiques relatifs à la digue (Tableau 1).

L'acquisition, puis l'analyse, d'une topographie précise et complète de la digue et de son environnement vont donc pouvoir contribuer efficacement à la qualité et à la pertinence de son diagnostic approfondi.

Sur le Val d'Orléans, trois zones caractéristiques ont été étudiées plus particulièrement, ce qui a permis d'élaborer une méthodologie d'utilisation des données provenant d'une acquisition LiDAR et d'imageries aériennes dans le cadre du diagnostic des digues urbaines ou suburbaines.

Exploitation des vidéos et des photos aériennes pour un premier zonage de la digue

Tout d'abord, la visualisation des vidéos en vue oblique et verticale permet de repérer un certain nombre d'éléments clés de constitution ou d'état de la digue : les différentes natures d'ouvrage (remblai ou maçonnerie), la végétation arborée, les bâtiments encastrés ou les zones de rapprochement ou de contact « pied de levée – cours d'eau ».

L'avantage d'utiliser les vidéos réside dans la rapidité de visualisation du secteur entier à analyser.

La vue oblique (vidéos et photos) permet à la fois d'anticiper le linéaire "futur" (avant passage du vol à la verticale) et d'avoir une vue en perspective, pour mieux apprécier la hauteur de la végétation ou du bâti.

Les photos aériennes sont géoréférencées et orthorectifiées. Concernant la végétation, le fort développement du houppier des arbres ne permet pas toujours de voir si certaines souches poussent sur le bas du talus sensu stricto ou au-delà de celui-ci. Un zoom permet, cependant, de mieux distinguer le type d'arbres.

Sur les photos aériennes, il est assez facile de repérer d'anciennes brèches probables : en effet, si la fosse d'érosion n'a pas été remblayée après l'accident, il subsiste une mare d'eau au delà du pied côté val de la digue ou, le cas échéant, une dépression pseudo-circulaire, visible sur le MNT. De plus, la réparation de la brèche a pu être faite dans l'urgence, avec des matériaux de moins bonne qualité que le reste du système de digues. Une enquête spécifique est alors à faire dans ces zones-là.

Croisement avec les données historiques

En parallèle de l'exploitation des images aériennes, il est nécessaire de travailler sur les données historiques.

Repérage des brèches

Dans le Val d'Orléans, des fonds de cartes anciennes datés de 1850 comportent des informations relatives aux crues de 1856 et 1866 :, la localisation des brèches, les parties de levées submergées, les limites géographiques des inondations et l'emplacement des repères de crue. Ces cartes constituent une mine précieuse d'informations pour les gestionnaires de digue. En effet, l'expérience montre qu'une brèche se crée

souvent à l'emplacement d'une brèche antérieure ayant déjà affecté la digue.

Repérage des zones confortées

Les principaux ouvrages de confortement qui ont été ou sont mis en œuvre sur les levées de la Loire sont : (i) l'épaississement côté val par recharge, sur tapis drainant, (ii) l'épaississement côté fleuve par recharge étanche, avec revêtement de protection (enrochement, maçonnerie) fondé sur parafouille, (iii) la création d'un écran étanche depuis la crête par battage d'un rideau de palplanches d'où coulage d'une paroi moulée bentonite-ciment.

Il convient de rechercher les plans topographiques antérieurs où sont indiquées certaines zones de travaux. Le problème majeur est que ces plans sont souvent des plans d'avant-projet ou de projet – et non d'exécution – et ne sont, en général, pas mis à jour.

Dans le cas du Val d'Orléans, les levées étant domaniales, les services d'Etat (DDT, DREAL ou CETE) possèdent des plans comportant des informations sur les zones confortées des digues. La situation devrait encore s'améliorer d'ici quelques années pour l'ensemble de la Loire moyenne avec le développement du "SIRS Digues" – outil logiciel SIG dédié aux digues dont les services locaux se sont dotés et qui est en cours de saisie.

TABLEAU 1. LIENS ENTRE TOPOGRAPHIE ET MÉCANISMES DE DÉGRADATION OU RUPTURE DES DIGUES

	Eléments Topographiques	
Mécanismes	**Singularités topographiques aggravantes**	**Effets sur la topographie**
Erosion interne	- étroitesse du profil en travers de la digue (rapport hauteur / largeur d'emprise à la base trop fort) - ouvrages traversants en service ou abandonnés dans le corps de digue ou sa fondation : se repérant par leurs entonnements, leurs vannes, leurs regards de visite ou les stations de pompage attenantes - structures encastrées - secteurs d'interface ou de transition entre deux types de digue de constitution différente - présence d'arbres [6], [7]	- fontis - affaissement en crête ou sur le talus - présence éventuelle d'ouvrages provisoires de calfeutrage de fuites (ex : monticules de sacs de sable) - sand-boils (ou « volcans de sable ») en pied de talus côté terre, après une crue
Surverse	- points ou zones basses sur le profil en long de la crête de digue - singularités sur la crête de digue - resserrement du lit majeur endigué (rehaussant la ligne d'eau en crue)	- érosion de la crête, du talus ou du pied de digue côté val (si surverse avérée) - présence d'ouvrages provisoires de rehausse ou de bouchure en crête
Glissement de talus	- raideur du talus - étroitesse du profil en travers de la digue	- irrégularités du talus, ventre ou loupe de glissement - basculement de mur, fissure et/ou affaissement en bordure de crête
Tassement de la fondation ou du remblai	/	- affaissement généralisé en crête
Erosion externe	- raideur du talus côté rivière - absence d'un ouvrage de protection côté rivière - irrégularités, présence de structures saillantes sur le parement	- anses d'érosion (disparition de la végétation) - glissement du talus (se reporter ci-dessus) - sous-cavages (visibles qu'en topographie subaquatique ou par l'intermédiaire d'une acquisition LiDAR en basses eaux)
Brèche avérée (historique)	/	- dépression ou mare au pied côté val de la digue (ancienne fosse d'érosion de la brèche)

Lorsque l'on ne possède pas de plans topographiques anciens, on peut éventuellement utiliser les photos aériennes haute résolution pour repérer les zones confortées. Mais les ouvrages de confortement « interne », du type palplanches par exemple, ne seront pas visibles en principe.

Comparaison avec des photos aériennes antérieures

De nombreuses campagnes d'acquisition de photos aériennes ont eu lieu sur le Val d'Orléans. Dans notre cas, ces photos antérieures ne sont pas très utiles pour étudier les évolutions de détail du lit car leur résolution est plus faible que celle des livrables de l'acquisition LiDAR et des photos aériennes héliportées et car cette dernière est centrée sur la digue et ne comprend pas le lit majeur (i.e. l'ensemble du Val).

Entre 1955 et 2002, on ne détecte pas d'évolution majeure du tracé en plan du lit mineur de la Loire ; des érosions de berge ont sûrement dû évoluer localement mais elles sont trop petites pour être visibles et évaluées à partir de ces photos aériennes classiques.

De telles évolutions du lit à proximité des digues pourront toutefois être analysées dans le futur en répétant des campagnes photographiques et LiDAR haute résolution [10], semblables à la mission de novembre 2010.

Plan topographique

Le plan topographique au 1/500e est le document de base pour se repérer sur le terrain. Il constitue alors le support des observations visuelles. Lors des études de reconnaissance, il sert à implanter les sondages géophysiques et géotechniques, avant - puis après - leur réalisation, et plus tard les éventuels ouvrages de confortement. Par ailleurs, le plan topographique à grande échelle est particulièrement utile pour le suivi et la maintenance des levées [8].

Un tel plan est établi en exploitant à la fois les points laser bruts et la mosaïque d'images géo-référencées, mais sans nécessairement des vérifications de terrain. Le passage du MNT au plan topographique requiert toutefois un travail d'interprétation des données.

Utilisation des données LiDAR pour évaluer la sensibilité de la digue aux différents aléas de rupture ou de dégradation

Risque d'érosion interne

Les principaux facteurs de risque vis-à-vis de l'érosion interne sont : (i) les bâtiments encastrés dans les digues, (ii) les galeries ou conduites traversant la digue, (iii) la végétation arborée et (iv) les zones d'interface ou de transition. L'objectif est de les repérer à partir de leurs marques extérieures, puis de les caractériser, grâce aux données LiDAR. Un traitement peut être appliqué sur chaque raster (ou grille) MNS (ou MNT) pour mettre en évidence le relief.

(i) Le bâti encastré

Les données du MNS sont sous forme de planches rasters d'une dimension de 100x150 mètres. Afin d'obtenir une couche où uniquement le bâti est présent, il faut soustraire chaque raster MNS sans bâti (comprenant la végétation) du MNS (comprenant la végétation et le bâti).

En soustrayant sous SIG les deux couches rasters concernées,,on obtient un raster (grille) unique du bâti. Les couleurs doivent être modifiées pour une meilleure visualisation. Cette méthode permet d'obtenir la hauteur du bâti (en mètres).

(ii) Les ouvrages traversants

Il s'agit, à l'aide du MNT ou du MNS sans végétation, de repérer les galeries ou conduites traversantes par leurs ouvrages associés extérieurs, tels que les regards (puits en béton, fermé par un couvercle amovible, donnant accès à la canalisation) ou ouvrages de tête (débouché ou entonnement côté fleuve ou côté val).

Différents traitements peuvent être effectués sous SIG : affichage des lignes de niveau (ou isolignes) ou effet d'ombrage. Pour repérer ces ouvrages, on peut utiliser :

- le MNT ou le MNS sans végétation avec ombrage (Figure 5). En effet, ce MNS conserve ces ouvrages et l'absence de végétation permet de mieux les visualiser ;
- les isolignes superposées à la carte des pentes : elles délimitent clairement les ouvrages (Figure 6) ;
- les orthophotographies (Figure 6).

En conclusion, pour repérer les éléments d'ouvrage traversant la digue, il est préférable d'utiliser les isolignes avec MNS sans végétation mais il est indispensable d'examiner aussi les orthophotos qui peuvent apporter des informations supplémentaires.

(iii) La végétation arborée

De la même façon que l'on créé la couche de bâti, la couche « végétation » s'obtient grâce à la calculatrice raster : MNS (végétation et bâti) auquel on soustrait le MNS sans végétation (i.e. ne contenant que le bâti).

On peut classer les hauteurs de végétation pour mieux caractériser les strates ou structures du couvert forestier : arbres, arbustes, haies, etc.

Pour déterminer si le tronc de l'arbre est ancré dans le corps de digue ou est situé au-delà du pied de la digue, il est préférable de tracer le profil en travers avec les points laser bruts au droit de l'arbre suspect en utilisant un logiciel adapté de visualisation de coupes (Figure 7).

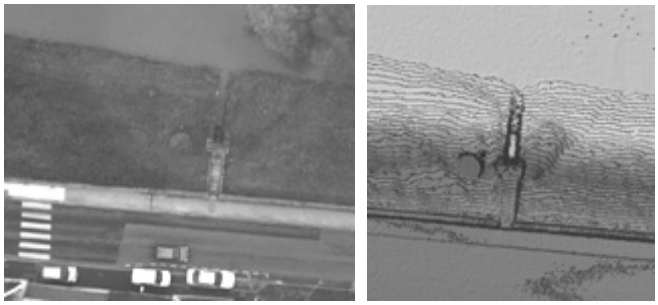


FIGURE 6. PHOTOGRAPHIE ET MNT AVEC ISOLIGNES RÉVÉLANT UN REGARD ET UN DÉBOUCHÉ DE PERTUIS

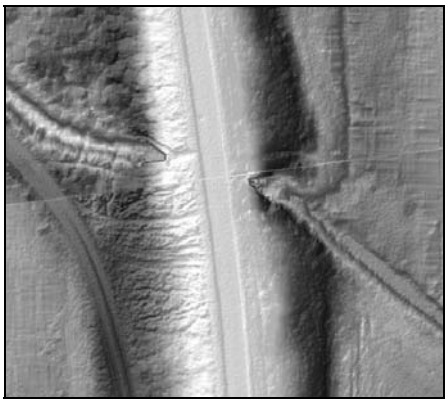


FIGURE 5. EXEMPLE DE VISUALISATION SUR LE MNT D'UNE GALERIE BATARDABLE TRAVERSANT LA DIGUE

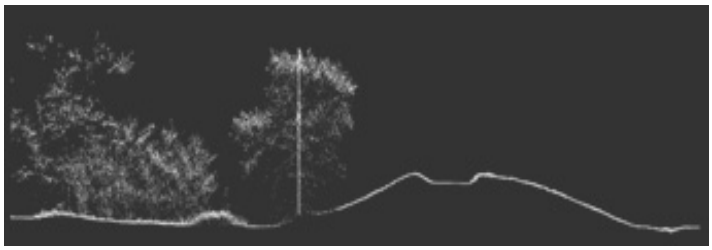


FIGURE 7. PROFIL EN TRAVERS SUR LES POINTS LASER BRUTS

(iv) Les zones de transition

D'une façon générale, une transition est une zone de contact entre deux structures ou ouvrages de génie civil de constitution ou de profil géométrique différent [9]. De plus, elles peuvent être cachées, incluses mais visibles en partie, ou totalement extérieures. Avec la technologie LiDAR, on ne verra que les structures de transition extérieures ou visibles au moins en partie.

Pour repérer ces zones, on peut utiliser : les orthophotographies, le MNS sans végétation avec effet d'ombrage (Figure 8) et les profils en travers avec un espacement régulier tracés sur la digue, un changement de pente pouvant aussi être caractéristique d'une zone de transition.



FIGURE 8. ZONE DE TRANSITION ENTRE UN REMBLAI EN TERRE ET UN QUAI MAÇONNÉ VISIBLE SUR LE MNS AVEC OMBRAGE

Les photos aériennes haute résolution permettent de distinguer rapidement les ouvrages présents sur les digues, les intersections de routes ou chemins, les changements de nature de revêtement, etc… Les données LiDAR fournissent une appréciation de l'élévation du terrain - difficile à obtenir avec les seules photos aériennes - et l'effet d'ombrage est nécessaire pour visualiser correctement la géométrie de la structure. Il faut impérativement utiliser les données MNS sans végétation, de façon à voir les bâtiments et structures hors sol enlevés lors de la création du MNT.

Enfin, le plan topographique détaillé, fourni en livrable optionnel de la mission LiDAR, permet lui aussi de repérer et de caractériser la plupart des structures ou singularités externes, sources potentielles de risque d'érosion interne.

Risque de surverse

La surverse est une cause majeure de formation des brèches, tout au moins pour les digues en remblai. La méthodologie propose deux façons complémentaires d'étudier le risque de surverse.

(i)Comparaison entre les lignes d'eau en crue et le profil en long de la digue

Le rapprochement entre les lignes d'eau en crue et le profil en long de la crête de digue permet d'évaluer le risque de surverse. C'est une démarche classique. Le profil en long de la digue peut être réalisé au sommet de la banquette (point le plus haut de la digue : cf. Figure 2) ou juste au contact du pied de la banquette avec la chaussée. En effet, les banquettes, compte tenu de leur nature et de leur géométrie, ne sont pas à considérer comme fiables vis-à-vis d'un niveau de crue subaffleurant ; il s'agit d'ouvrages pare-vagues. Le niveau de sûreté de la levée est donc ramené à la cote du pied de banquette ou au milieu de la chaussée (on ne tient donc pas compte de la banquette). L'intérêt de comparer le niveau d'eau pour la crue de référence à ce niveau de sûreté de la digue est de déterminer la revanche disponible par rapport à la crue vis-à-vis de laquelle on souhaite se protéger et de mettre en évidence les tronçons où cette revanche serait insuffisante.

En l'absence d'étude hydraulique préalable, une analyse du profil en long de la crête de digue peut être suffisante pour identifier, dans un premier temps, toutes les zones basses où une surverse pourrait se produire en premier en cas de crue débordante. Ce type d'information est important pour définir des mesures potentielles de protection ou de prévention.

(ii) Suivi de tassement par acquisitions LiDAR périodiques

D'éventuels problèmes de tassement de la levée (i.e. tassement de couches compressibles en fondation) ou d'affaissement (i.e. mouvements liés à un effondrement d'origine karstique en fondation) entamant la revanche peuvent être repérés et quantifiés en comparant des données topographiques acquises au cours du temps. Ce type de mouvement de sols évolue en général, plus ou moins lentement, sur plusieurs années. Pour les détecter, puis les ausculter, il faudrait donc régulièrement répéter des acquisitions LiDAR haute résolution [10], par exemple, avec une périodicité de 2 à 5 ans, et suivre les déplacements relatifs des surfaces d'ouvrage bien dégagées et régulières (ex : revêtement ou piste de crête de digue), afin de bénéficier des meilleures précisions notamment altimétriques.

Risque d'instabilité

Ce risque peut concerner l'un des talus de la digue ou des structures attenantes à celles-ci (revêtement, banquette, muret, …).

Le risque d'instabilité d'ensemble d'un des parements de la digue existe lorsque plusieurs facteurs sont réunis, notamment si le profil en travers de digue est étroit avec des pentes de talus fortes (pentes supérieures à 65 % ou fruits inférieurs à 3H / 2V) et/ou une crête de faible largeur.

Afin de caractériser un tel risque d'instabilité et de collecter des données d'entrée pour une étude de modélisation géomécanique (calcul de stabilité), il convient de faire des profils en travers d'espacement régulier pour détecter plus finement les changements géométriques de profil. On notera toutefois que, d'une façon générale, les levées du Val d'Orléans ont une crête large : d'où l'intérêt de rechercher les zones ponctuelles à risque d'instabilité par l'étude préalable des variations des pentes de parement.

Il est nécessaire de coupler ce travail avec une analyse de la nature des ouvrages : par exemple, l'existence d'un perré maçonné peut contribuer efficacement à la stabilité d'un talus de digue d'apparence trop raide.

Une difficulté apparaît toutefois pour les talus instables des levées au contact du cours d'eau où la topographie subaquatique conditionne le déséquilibre. Il est nécessaire dans de tels cas d'utiliser des moyens d'investigation complémentaires au LiDAR classique comme le sonar. Les LiDARs bathymétriques aéroportés n'ont à ce jour pas la précision suffisante pour répondre à un tel besoin.

Erosion externe et affouillement

La faible distance de la digue par rapport à la berge du lit mineur est un facteur de risque vis-à-vis de l'érosion externe due aux contraintes hydrauliques (courants, tourbillons, …) apportées par le fleuve, notamment lors des crues. Les tronçons de digue situés dans des zones de rétrécissement du lit majeur endigué sont aussi potentiellement exposés. Enfin, les arbres, piles de pont ou toutes constructions saillantes sur le parement côté fleuve sont à l'origine d'un risque d'affouillement.

Les digues en bordure immédiate du lit mineur sont les premières exposées au risque d'érosion externe ou d'affouillement. Si les tronçons concernés sont facilement repérables sur les photos aériennes de toute résolution, le repérage et la caractérisation géométrique des attaques effectives d'érosion nécessitent de disposer de photos aériennes haute résolution et, en cas de végétation arborée rivulaire susceptible de masquer les érosions, de données LiDAR haute densité [6]. Pour caractériser l'évolution de ces attaques d'érosion, il faudrait idéalement pouvoir comparer entre elles des photos aériennes haute résolution, prises à différentes époques de la vie de l'ouvrage : ce dont on ne disposera que dans l'avenir une fois que l'on aura répété les acquisitions à haute précision sur le même site. Encore conviendra-t-il de s'assurer que ces acquisitions photographiques soient effectuées avec des niveaux du fleuve similaires (et plutôt bas), afin de faciliter l'analyse comparative des talus côté fleuve de digue et de l'état des berges.

Conclusion - Perspectives

A l'appui d'un cas réel d'application, le présent article décrit une méthodologie d'exploitation des données de télédétection LiDAR et d'imagerie aériennes haute résolution pour contribuer efficacement à un diagnostic de digues fluviales situées en zone urbaine ou rurale.

Les coûts d'acquisition et d'élaboration des livrables (MNS et MNT, orthophotographies, plans topographiques, …) sont de l'ordre de 1500 à 2000 euros/km, selon les spécifications du cahier des charges et dès lors qu'un linéaire supérieur à 70-80 km est levé (cette distance minimale correspond à une journée d'hélicoptère).

L'apport ou la complémentarité avec d'autres moyens ou méthodes d'investigation demeure indispensable pour aboutir à un diagnostic complet : étude historique et analyse documentaire, examen visuel sur le terrain, reconnaissances géotechniques, levés subaquatiques,.... Les documents topographiques qui sont fournis au terme de la campagne d'acquisition LiDAR constituent par la suite de précieux outils de suivi des ouvrages pour le gestionnaire de digue.

En perspective, notre méthodologie – tant sur le plan des modalités d'acquisition des données que sur celui de leur exploitation ultérieure - mériterait d'être adaptée au cas du

survol de digues en situation de crue ou post-crue du cours d'eau. En effet, la télédétection LiDAR et imagerie héliportée, en associant très haute résolution et grand rendement, se révèle potentiellement très intéressante pour contribuer à un diagnostic de digue en crue ou post-crue au sens du guide [8].

Remerciements

Les recherches qui ont permis d'élaborer cet article ont été réalisées dans le cadre du projet FloodProBE financé par le 7e PCRD de l'Union Européenne, avec les contributions de la DREAL Centre, de FUGRO-GEOID et d'Irstea.
Les auteurs tiennent à remercier également la SNCF pour son soutien financier à l'acquisition des données LiDAR sur le site pilote du Val d'Orléans, ainsi que Benoît Cajelot de FUGRO-GEOID pour sa relecture globale du présent article.

Références

[1] Gomes-Pereira L.M., Wicherson R.J. (1999). Suitability of laser data for deriving geographical information: a case study in the context of management of fluvial zones. Journal of Photogrammetry and Remote Sensing 54 (1999) 105-114.

[2] Véga C., Durrieu S. (2010). Multi-level filtering segmentation to measure individual tree parameters based on LiDAR data: Application to a mountainous forest with heterogeneous stands. International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation, vol. 13, n° 4, p. 646-656.

[3] Haugerud, Harding (2001). Some algorithms for virtual deforestation of LiDAR topographic survey data. ISPRS Workshop on Airborne Laserscanning, Annapolis, October 2001.

[4] Collins, B.D., Sitar, N. (2004) Application of High Resolution 3D Laser Scanning to Slope Stability Studies. 39th Symposium on Engineering Geology and Geotechnical Engineering, Butte, Montana, pp. 79-92.

[5] Panissod, F. ; Bailly, J.S. ; Durrieu, S. ; Jacome, A. ; Mathys, N. ; Cavalli, M. ; Puech, C. (2010). Qualification de modèles numériques de terrain LiDAR pour l'étude de l'érosion : application aux badlands de Draix. Revue Française de Photogrammétrie et Télédétection, n° 192, p.50-57.

[6] Clément A., Mériaux P. (2007). La télédétection LiDAR : projet « FliMap-Digues » et derniers développements de l'utilisation de méthodes à haut rendement pour la reconnaissance des digues fluviales françaises. Revue Française de Photogrammétrie et Télédétection, n° 186, p. 87-91.

[7] Vennetier M., Mériaux P., Busset F., Felix H., Lacombe S. (2010). Utilisation de la télédétection LiDAR aéroporté haute définition pour la caractérisation de la végétation des digues. Revue Française de Photogrammétrie et Télédétection, n° 191 (mai 2010).

[8] Mériaux P., Royet P. (2007). Surveillance, Maintenance and Diagnosis of Flood Protection Dikes: A Practical Handbook for Owners and Operators. Quae Editions 2007, 162 p.

[9] Tourment R., Royet P., Morris M.W. (2012). Levee failures related to structure transitions: typology, levee performance and improvements. 2nd European Conference on FLOODrisk Management (FLOODRisk 2012), Rotterdam (The Netherlands), November 20-22 2012.

[10] Mériaux P., Monier T., Tourment R ., Mallet T., Palma Lopes S., Maurin J., Pinhas M. (2012, à paraître). L'auscultation des digues de protection contre les inondations : un concept encore à inventer. Colloque CFBR : « Auscultation des barrages et des digues - Pratiques et perspectives », 27-28 Novembre 2012, Chambéry.

Mots clés

Télédétection, LiDAR, digue, diagnostic, MNT.

Diagnostic des digues de la Leysse

Diagnosis of Leysse river's dikes

R. Granjon

Compagnie Nationale du Rhône, 2 rue André Bonin – 69004 LYON, r.granjon@cnr.tm.fr

Résumé

La Leysse est un cours d'eau qui traverse la ville de Chambéry, et qui engendre lors de ses crues d'importants dommages et perturbations sur la vallée Chambérienne. Les ouvrages de protection (digues) qui la bordent sont anciens. Le niveau de sécurité qu'ils assurent n'est plus compatible avec le niveau d'urbanisation du secteur (ils protégeaient autrefois des terres agricoles), à la lumière de l'important diagnostic qui a été mené, mêlant reconnaissances géotechniques, géophysiques, de terrain et recherches bibliographiques.
Cette triple démarche a permis de mieux cerner le fonctionnement actuel de ces ouvrages et leur niveau de vulnérabilité vis-à-vis de la crue de projet (Q100).

Abstract

Leysse is an important stream which crosses the city of Chambery (France), and which since any time engenders during her floods of important damages and disturbances on the valley of Chambery. Works of protection (dikes) are very old. The level of safety which they assure is not compatible any more with the level of urbanization of the sector (they protected formerly farmlands), in the light of the important diagnosis which was led, mixing geotechnical studies, geophysics, on site investigation and bibliographical searches.
This triple approach allowed to encircle better the current functioning of these works and their level of vulnerability towards the floods.

Introduction

Le diagnostic s'est inscrit dans le cadre du projet de maîtrise d'œuvre des travaux d'aménagement de la confluence de la Leysse et de l'Hyères sur l'aval de l'agglomération de Chambéry (73). Le périmètre d'étude couvre :

- La Leysse depuis l'aval de la partie couverte jusqu'à l'Autoroute A 43 (4,5 km),
- L'Hyères depuis le pont de la RD 1006 jusqu'à sa confluence avec la Leysse (2,7 km).

Le projet doit permettre de satisfaire aux exigences suivantes :

Objectif hydraulique

- Suppression des points de débordement pour des crues de période de retour de 100 ans,
- Réduction significative du risque de mise en charge de la Leysse couverte.

Objectif morphologique

Pérennisation de l'équilibre géomorphologique actuellement en place sur la Leysse et sur l'Hyères aval entre le Pont d'Hyères et la confluence,

Objectif confortement de digue

- Définition des enjeux et risques liés à la présence de ces ouvrages,
- Définition de l'état de dégradation.

Objectif renaturation (Reconquête d'axe de vie)

- Restauration et diversification des faciès hydro-écologiques,
- Restauration du corridor alluvial et aquatique.

Concernant le système d'endiguement, il s'agit d'un système de protection complexe, discontinu et ancien. L'endiguement originel a été partiellement « noyé » sous des remblais d'aménagement.

CONDITIONS D'ENDIGUEMENT DE LA LEYSSE						
rive	repérage PK début	repérage PK fin	longueur (km)	tronçon	B	H
D	6.235	6.708	0.473	Chambéry la Motte Servolex Sud ZI Landiers (1)	5.5	2.8
D	6.73	7.32	0.59	Chambéry la Motte Servolex Sud ZI Landiers (2)	7	3.3
D	7.32	7.529	0.209	Chambéry - Nord de la ZI des Landiers	10	3
D	7.73	7.97	0.24	Chambéry - La Balme 1	1.5	3
D	7.97	9.165	1.195	Chambéry - ZI des Landiers / La Balme (VRU)	40	3 à 5
D	9.173	9.371	0.198	Chambéry - La Balme 2	10	1
G	9.815	10.14	0.325	Chambéry La Boisse	2.8	1
G	7.438	8.261	0.823	Chambéry - ZI de Bissy	8	2.5
G	8.261	8.437	0.176	Chambéry - Amont ZI de Bissy (1)	50	2.5
G	8.468	8.888	0.42	Chambéry - Amont ZI de Bissy (2)	20	1.9
G	8.888	9.085	0.197	Chambéry - Amont ZI de Bissy (3)	15	2
G	9.085	9.147	0.062	Chambéry - intersection Leysse Hyères	15	1
G	9.24	9.374	0.134	Chambéry - Nord de la Boisse	0.3	1.2
G	6.75	7.24	0.49	La Motte Servolex - Chambéry - Pont de la Motte (1)	50	2 à 3
G	7.24	7.32	0.08	La Motte Servolex - Chambéry - Pont de la Motte (2)	10	1.5
G	6.38	6.7	0.32	Echangeur routier A43	100	1 à 3
G	6.38	6.47	0.09	Aval confluence Nant Bruyant	4	1.5

TABLEAU 1 : RÉCAPITULATIF DES CONDITIONS D'ENDIGUEMENT LE LONG DE LA LEYSSE

Les digues de la Leysse correspondent à des ouvrages de taille modeste, n'excédant pas 2.5 m à 3 m de haut, pour des largeurs en crête moyenne de l'ordre 4 à 5 m.

Objectif du diagnostic

L'objectif était de rendre compte de l'état des digues de la confluence Leysse / Hyères, plus ou moins altérées le long du tracé, et qui engendrent donc des risques potentiels conséquents pour les biens et personnes alentours en période de crues lors :

- De ruptures par surverse, érosion interne ou mise en charge des ouvrages,
- D'effondrements des pieds de talus côté rivière, entraînant par un « effet domino » la ruine des digues qui leurs sont sus-jacentes.

Cette étude a permis de préciser :

- Les conditions de stabilité géotechniques des digues,
- Les modalités de reprise des zones dégradées dans le cadre du projet.

Démarche globale

Il n'existait avant la réalisation de la campagne de reconnaissance aucun élément précis sur la composition des digues de la Leysse. Les recherches documentaires laissaient apparaître la présence de niveaux plus ou moins continus de sables graviers et de limons, avec parfois quelques poches tourbeuses. Le choix du type de reconnaissance a été contraint par les faibles emprises en crête disponible et les faibles charges d'exploitation que supporte ce type d'ouvrage. La largeur en crête de digue n'excède pas en effet plus de 4 à 5 m. D'autre part, la majorité de la partie du linéaire de crête de digue est empruntée par la véloroute du Lac du Bourget (voie verte), ce qui limite fortement les moyens d'investigation, et la mise en œuvre de dispositions de sécurité particulières, en particulier un alternat de circulation pendant la réalisation de la campagne de reconnaissance. Le concessionnaire de la piste, le Conseil général de Savoie exigeait que cet axe très fortement fréquenté ne soit jamais coupé entièrement. Cette voie cyclable est à double sens, et fait 3 m de largeur de bande roulante.

Nous avons privilégié des engins légers, maniables, empiétant au maximum sur l'emprise d'une voie, ce qui a nécessité une organisation minutieuse du chantier. Pour les reconnaissances géophysiques, les méthodes les moins pénalisantes en termes de perturbation du trafic cycliste ont été retenues, à savoir l'EM31 et la méthode géo radar.

La démarche a été la suivante :
1) Première inspection visuelle => diagnostic visuel : cette phase permet de délimiter les secteurs suspects où les reconnaissances seront essentiellement concentrées, tout en réalisant des sondages de contrôle sur les zones ne présentant pas de désordres particuliers. Cette phase est particulièrement lourde, et peut nécessiter plusieurs campagnes de reconnaissances visuelles sur le terrain (dans notre cas, trois ont été nécessaires, du fait de l'état de la végétation et de l'hydraulicité).

2) Implantation des reconnaissances géophysiques => Les tronçons suspects ont été investigués de manière continue longitudinalement par les reconnaissances géophysiques sur les linéaires suspects, et complétés par la réalisation de profils transversaux à raison de un profil tous les 30 m dans les zones suspectes. Dans les zones courantes, nous sommes passés à 1 profil tous les 200 m, sans investigation longitudinale.

3) Calage des campagnes de reconnaissances géotechniques => resserrées sur les zones investiguées, plus lâches sur les zones courantes. Sur les zones suspectes, 1 sondage à minima est réalisé au droit des zones de plus fortes anomalies relevées par les campagnes de reconnaissance géophysique.

- 1 sondage / 100 m en moyenne sur les zones suspectes
- 1 sondage / 200 m sur certaines sections courantes

Une fois les données recueillies, une analyse critique de la vulnérabilité de l'ouvrage a été menée en tenant compte des :

- Caractéristiques géotechniques de la digue elle-même (limons, graviers)
- Caractéristiques géométriques des digues (pentes, largeur en crête et en pied de l'ouvrage)

- Caractéristiques des sols de fondation de la digue (sols grossiers, sols limoneux, …)
- Des hétérogénéités pouvant influer sur le comportement des ouvrages (ouvrages traversants, végétation)

D'après les investigations géotechniques effectuées, on retiendra les situations suivantes :

- Digue limono-sableuse sur limons sableux / silteux, légèrement graveleux
- Digue limono-sableuse / silteuses sur graves sableuses.

L'analyse comporte différentes phases :
- Le comportement prévisible des ouvrages en période de crue (impact de la durée et intensité de la crue), et ce dans le cas d'écoulements :
  - Directs dans la digue, entre l'amont et l'aval de l'ouvrage
  - Directs dans le sol de fondation
- Des mécanismes potentiels de rupture associés:
  - Surverse,

- Rupture par glissement du talus amont à la décrue rapide,
- Rupture par glissement du talus aval sous charge hydraulique,
- Erosion interne,
- Affouillement du pied amont.

La méthodologie proposée permet d'obtenir un modèle géotechnique précis de la digue, identifiant les différents tronçons de digue en fonction de leur nature, de leur vulnérabilité et des enjeux associés, à la manière d'une véritable étude de risque.

Contexte géologique général

La zone d'étude est inscrite d'une manière générale dans une zone d'épandage torrentielle post glaciaire (Würm) à la confluence des rivières de la Leysse et de l'Hyères, dans la basse vallée Chambérienne. La zone la plus en aval du projet se situe dans une zone de transition entre les alluvions lacustres du lac du Bourget et cette zone d'épandage. La zone de confluence de la Leysse et de l'Hyères s'inscrit, sous d'éventuels limons de recouvrements et/ou remblais d'aménagement, au sein des alluvions Quaternaires récentes, sablo graveleuses en tête puis franchement graveleuses plus en profondeur, au sein desquels viennent s'intercaler de manière aléatoire des lentilles sablo limoneuses, voire argileuses. Le substratum marno-calcaire d'âge secondaire, se trouve plus en profondeur, et ne semble pas intéresser directement la zone d'étude.

Fonctionnement hydraulique général de la confluence Leysse Hyères

Les crues de la Leysse et de l'Hyères surviennent sous l'effet plus ou moins conjoint de :

- Fonte des neiges importantes sur le bassin versant (fait générateur parfois prépondérant),
- Episodes pluvieux plus ou moins prolongés.

Une fois le réseau saturé, les nombreuses résurgences karstiques en pied de versant alimentent rapidement la Leysse et l'Hyères par un effet de vases communicants. Le débit de la crue centennale est estimé en l'état des connaissances actuelles à 390 m^3/s à la station du Tremblay.

Enquête documentaire

Le début de l'endiguement de la Leysse et de l'Hyères date probablement de la fin de XVIème – XVIIème siècle. Des travaux complémentaires se sont déroulés continuellement jusqu'à nos jours. Cet endiguement progressif correspondait à une nécessité de canaliser les eaux de la Leysse et de l'Hyères en période de crue, dont les lits s'exhaussaient largement et continuellement, compte tenu des importants apports de matériaux issus du bassin versant.

Les grandes étapes du diagnostic

Diagnostic visuel

Les relevés visuels ont été effectués en rive droite et en rive gauche depuis les crêtes de digues et depuis le fond de la rivière pour observer le pied de berge invisible depuis le haut de la berge (végétation, surplomb). Le diagnostic visuel rend compte :

a) Caractéristiques des protections de digues

b) Etat général des digues :

- Pente des talus,
- Végétation,
- Etat d'érosion,
- Indice d'instabilité.

L'analyse porte également sur la géométrie des digues (largeur en crête, pente des talus amont et aval, largeur en pied) à partir de relevés topographiques (180 profils en travers, semis de points …), qui ont permis d'identifier un certain nombre de points bas.Le rendu graphique s'effectue sous la forme :

- Plan d'ensemble (échelle 1/5000ème) des typologies des protections de berge,
- Plans d'ensemble (échelle 1/2500ème) des typologies de désordre,
- Un document récapitulant l'ensemble des observations effectuées sur les digues.

Ce document intègre directement les photos des désordres caractéristiques le long du linéaire. Il reprend l'ensemble des observations de terrain.

Les pentes des talus côté amont (rivière) sont généralement très fortes (supérieures à 3/2, très fréquemment 1/1 voir plus).Il n'a pas été mis en évidence de traces explicites traduisant la présence de phénomènes de Renard. Nos observations ont été effectuées hors période de crue. Les principales typologies de désordres observées sont les suivantes :

- Erosion récurrente plus ou moins marquée du pied de berge
- Affaissements, effondrements
- Végétation : La crête de talus côté rivière est très arborée (gros diamètres (5 à 30 cm), avec un système racinaire probablement largement étendu au sein de la digue). Certains

de ces arbres peuvent présenter des signes de faiblesse : les arbustes peuvent contribuer à limiter les érosions de berge. Par contre, les arbres tendent à déstabiliser les talus du fait que le réseau racinaire principal tend à:
a) Déstructurer les talus par « effet de coin » (plastification du sol entre les grosses racines)
b) A pourrir, (affaiblissements des caractéristiques mécaniques)
c) A faciliter les écoulements à travers la digue une fois les racines dégradées.

En cas de ruines, ils constituent une zone d'entame préférentielle pour l'érosion de berge lors des crues, avec des risques de propagation en cascade.

NB : Le talus côté val est localement largement entaillé, et est soit laissé à nu soit soutenu par de petits dispositifs de soutènement, sans autre précaution particulière.

Calage des campagnes de reconnaissances

Il a été calé les reconnaissances géotechniques et géophysiques en fonction du diagnostic visuel :

Reconnaissances géophysiques
Ces méthodes à grands rendements permettent une auscultation rapide de la digue sur de grands linéaires. Les grandeurs physiques mesurées sont :

- Pour la méthode EM31 : La conductivité σ du sol donnée en mS/m (milliSiemens par mètre), dépendant de la teneur en eau et de la nature des matériaux.

Les coûts étaient de 2.25 euros / point pour les profil en long (760 points au total, maille de 5 m). Le coût unitaire d'un profil en travers est de 30 euros (24 au total, maille de 1 à 2 m)

- Pour la méthode Géoradar **:** un rayonnement électromagnétique, dont le traitement par des algorithmes permet de définir de véritables échographies électromagnétiques du sous sol.

Les coûts étaient de 250 euros / km. 15 euros / profil en travers (24 unités au total).

Compte tenu du recouvrement de certaines plages de valeurs pour différents types de matériaux, on lève généralement les indéterminations par le biais de sondage géotechnique. Couplés entre eux, ces différents moyens d'investigation permettent :
- de constituer un profil géotechnique en long tant en rive gauche qu'en rive droite des zones étudiées,
- Repérer d'éventuelles anomalies au sein des ouvrages (niveaux décomprimés, cavités…)

Les implantations ont été effectuées sur :
- La zone d'étude telle que définie par le Schéma d'Aménagement Directeur
- Les tronçons les plus représentatifs suite à notre diagnostic visuel, qui mettait en évidence les différentes anomalies précitées.

Deux mille points de mesure de conductivité ont été réalisés. Un linéaire de 2.338 km a été étudié par la méthode géo-radar (à noter que les profils ont été doublés sur le linéaire). Localement ces mesures se sont trouvées perturbées du fait :
- De la présence de réseaux,
- D'objets métalliques à proximité immédiate des zones d'études (grillages, murets…),
- De lignes à hautes tensions.

Il a été fourni comme rendu une cartographie précise sur une vue en plan, permettant :
- De bien différencier les tronçons homogènes,
- Repérer d'éventuelles anomalies (locales ou étendues).

La cartographie de conductivité établie rend compte des ordres de grandeur suivants :
- < 20 mS/m,
- Entre 20 et 30 mS/m,
- Entre 30 et 40 mS/m,
- > 40 mS/m.

A) Matériaux constitutifs des digues : Après étalonnage sur la campagne de sondages géotechniques, les plages de valeur rendent compte de la présence de matériaux de corps de digue :
- Limono-sableux/silteux (affleurant en partie haute de berge en de nombreux points du linéaire), à probables bancs de graviers épars, sur une grande majorité du tracé.

Les zones dont les conductivités se situent à la limite supérieure des valeurs observées (30-40 mS/m) rendent compte de la présence de matériaux plus humides (plus argileux ?) éventuellement organiques, ce que tendent à confirmer certains des sondages d'hydrogeotechnique (présence de sables argileux localement organiques). En rive gauche, les mesures géo-radar mettent assez souvent en évidence l'interface entre les digues et le terrain naturel vers 2.0 m à 2.5 m de profondeur.
- Certains tronçons sont à dominante sableuse, au sein desquels s'intercalent fréquemment des lentilles graveleuses.

- Localement franchement grossiers (graves sableuses), voire des remblais.

B) Sols de fondation des digues : Les différentes digues reposent sur une fondation :

- Drainante, à dominante graveleuse (quelques lentilles sablo-graveleuses) dans la partie amont de la zone d'étude

▪ Plus sablo-limoneuse en aval, bien qu'existent des bancs gravelo-sableux de forte puissance en interface directe avec les ouvrages, avec quelques passées franchement tourbeuses/argiles organiques.

C) Les profils géologiques interprétatifs en rive droite et rive gauche

▪ Des profils géotechniques ont été levés de part d'autre de la Leysse, dans l'axe des digues existantes.

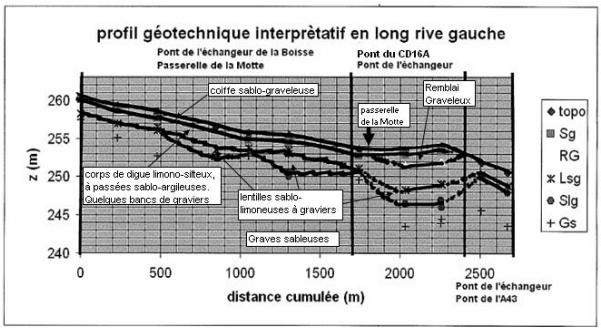


FIGURE 1: PROFIL GEOTECHNIQUE INTERPRETATIF EN RIVE GAUCHE DE LA LEYSSE

Il a été identifié les unités géotechniques suivantes :

Sg : Sables et graviers de couverture : la crête de digue est composée d'une couche de 0.3 à 0.5 m d'épaisseur, parfois légèrement plus. D'après les archives en notre possession, les digues ont été assez fréquemment rehaussées après leur construction, du fait d'affaissement en crête (mauvais compactage ?).
RG : remblais d'aménagement : Dans certains secteurs, le terrain originel a recouvert de plusieurs mètres d'épaisseur de remblais d'origine diverse, qui s'appuient et recouvrent les digues existantes, sur des épaisseurs localement de près de 2 m.
Lsg : Limons et sables graveleux : Sous ce vocable, a été désigné le corps même de la digue. En rive gauche de la Leysse, le corps de digue est majoritairement limoneux, avec quelques lentilles de graviers. En rive droite, ce dernier est majoritairement sablo-graveleux.
En fondation, les sondages ont reconnu des matériaux plus grossiers :

Slg : sables et limons graveleux : ces matériaux ont été reconnus sur le cours aval de la Leysse, où les pentes du cours d'eau sont assez faibles.
Gs : Graves sableuses : ces matériaux ont été reconnus plus en amont du cours d'eau, là où la pente du cours d'eau est plus marquée.

Les anomalies géo-radar observées se divisent en deux catégories :

Des anomalies ponctuelles : elles correspondent à la présence de réseaux enterrés. Apparemment nombreux, ils sont généralement parallèles à l'axe de la crête digue, mais peuvent également être transverses.
Des anomalies étendues : elles caractérisent la présence de zones hétérogènes (souvent des sols à plus fort indice des vides). La différence de conductivité ne peut être expliquée que de quatre manières :

a) Matériaux constitutifs différents à la mise en œuvre : les archives mentionnent la présence de graviers, d'argiles et de tourbes.

b) Un défaut de compactage de matériaux, suite à la réparation d'un ouvrage endommagé (brèche) peut aisément expliquer une anomalie. Un document d'archives de 1926 répertorie de manière assez précise les dommages créés par les crues du début du XXème siècle. Nous avons centré la partie de ce document intéressant notre zone d'étude.

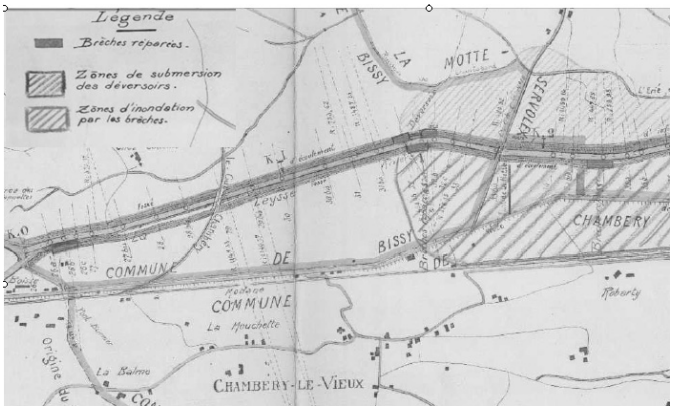


FIGURE 2: CARTOGRAPHIE DES ZONES DE BRÈCHES FAISANT SUITE AUX CRUES DES ANNÉES 1920 (1926).

Certaines anomalies géophysiques coïncident de manière assez fiable avec des zones de brèche historiques.

c) de possibles zones lessivées par érosion interne, en cours d'évolution. On note la présence de ce type d'anomalie potentielle en aval rive droite du pont de l'échangeur.

d) d'anciennes recharges en crêtes de digue qui selon les témoignages de l'époque tendaient à s'affaisser dans le temps (tassements des matériaux probablement mal compactés).

On observe généralement une assez bonne corrélation entre les deux méthodes.

Reconnaissances géotechniques

Il a été effectué la campagne suivante pour investiguer les berges et digues de la confluence Leysse Hyères :

▪ **Sept sondages carottés**, notés de **SC1 à SC7.** Ces sondages ont été implantés :

- Au droit des anomalies significatives détectées par la campagne géophysique,
- En section courante.

Les sondages carottés ont permis le prélèvement d'échantillons intacts visant à :

- Définir la classe GTR des matériaux,
- Préciser les caractéristiques géo-mécaniques (angle de frottement interne, cohésion).

Le prix du mètre linéaire de sondage était de 160 euros.

Les matériaux ont été prélevés à chaque fois dans le corps de digue et dans les sols de fondation. Parallèlement, des essais type Lefranc ont été effectués dans le corps de digue de manière à en estimer la perméabilité. De tels essais n'ont pas été concluants dans les assises graveleuses, bien trop perméables. Pour les essais Lefranc, le coût était de 250 euros / U (niveau variable)

▪ **Dix sept sondages au pénétromètre dynamique lourd de type B**. Les coûts étaient de 45 euros / ml

▪ **Quatre sondages destructifs.** Les coûts étaient de 90 euros / ml + amené repli

Les différents horizons rencontrés au droit de la confluence Leysse Hyères peuvent être présentés de la manière suivante :

▪ Coiffe Sablo graveleuse en crête de digue,
▪ Corps de digue limono-sableux à graveleux,
▪ Fondation gravelo-sableuse à limono-sableuse.

Les faciès les moins compacts (q_d inférieure à 2 MPa) observés dans le corps de digue sont :

▪ Soit représentatifs d'une mauvaise mise en œuvre initiale (défaut de compactage)
▪ Soit représentatifs de phénomènes de dégradation au sein de la digue (érosion interne)
Ils se situent d'une manière générale à la base des ouvrages. Les matériaux constitutifs sont des limons sableux / silteux selon les sondages, pauvres en fines argileuses, donc peu cohérents (VBS généralement inférieure à 0.5, passant à 80 µm < 35 %). Ces matériaux peuvent être assez organiques, et contiennent fréquemment des déchets (tissus, plastiques…). Les matériaux organiques « évolutifs » dans le temps peuvent constituer des points de faiblesse dans l'ouvrage (tassements, cavités).

Définition des paramètres géo-mécaniques

Les essais de laboratoire ont fourni des valeurs géo-mécaniques variables au sein des corps de digue compte tenu de leur relative hétérogénéité. On a retenu les ordres de grandeur raisonnables suivants en fonction des différentes digues étudiées :

TABLEAU 2: PARAMETRES GEO-MECANIQUES RETENUS POUR LES CALCULS DE STABILITE

Nom de la digue	φ' retenu (°)	C' retenue (kPa)
Chambéry ZI des Landiers (1)	25	5
ZI de Bissy	22	5
Chambéry ZI des Landiers (2)	25	5

Dans les sols de fondation, on retiendra :
▪ Compte tenu de l'état d'imbrication, et de la granulométrie des matériaux graveleux :

– φ' = 35°
– C' = 0 kPa
– K = 10^{-4} m/s (valeur standard)

Il s'agit dans ce cas de sols à bonnes caractéristiques mécaniques.

▪ Dans les sols de fondation limono-sableux reconnus sous la digue de Chambéry Sud ZI des Landiers (2), la valeur obtenue apparaît très pessimiste : Les matériaux sont assez compacts, peu argileux et quasi inorganiques, ce qui aurait éventuellement pu expliquer de faibles valeurs. On retiendra finalement :

– φ' = 22°
– C' = 0 kPa
– k = 10^{-5} m/s (valeur standard)

Les essais Lefranc effectués dans le corps de digue ont donné l'estimation moyenne suivante de la perméabilité :

Digue ZI de Bissy : $k = 3.2 \times 10^{-6}$ m/s

Digue ZI Chambéry Sud de ZI des Landiers (1) :

$k = 9.4 \times 10^{-5}$ m/s

Il s'agit de sols peu perméables.

▪ La perméabilité moyenne du corps de digue n'est pas très importante,

▪ La présence d'un sol de fondation graveleux (ou sablo limoneux) plus perméable peut s'avérer très pénalisante pour respecter les conditions de Lane car les écoulements se concentrent plus particulièrement dans ces horizons.

Quantification du risque d'instabilité des digues

Les différents mécanismes de dégradation envisagés lors de l'étude sont les suivants :

- Surverse : Différents points de surverse ont été mis en évidence. Le traitement passe par un élargissement et/ou un approfondissement important du lit de la Leysse. Les approfondissements maximum atteignent 1.5 m, et les élargissements de l'ordre d'une dizaine de mètres, parfois plus pour des considérations hydro-écologiques.

- Rupture par glissement du talus amont à la décrue rapide : La stabilité du talus amont a été étudiée en cas d'abaissement rapide de la charge amont (décrue rapide). Il en résulte l'apparition d'un « gradient hydraulique inverse » dirigé du talus vers la rivière, les pressions interstitielles à l'intérieur de la digue n'ayant pas eu le temps de se dissiper. D'une manière générale, la décrue s'amorce relativement lentement, tant et si bien que ces pressions interstitielles ont largement le temps de se dissiper et ce d'autant plus que les matériaux sont moyennement perméables.

- Rupture par glissement du talus aval sous charge hydraulique : Dans tous les cas, on a cherché à prendre en compte le paramètre temps en prenant en compte la durée de la crue de projet (centennale), estimée à 60 h (approche type loi de Darcy, PLAXFLOW …). On montre ainsi qu'une grande partie des digues étudiées, du fait de leur dimension et de leur faible perméabilité, sont peu sujettes aux mécanismes de rupture par glissement. Les temps de migration dans le noyau limoneux du front de saturation sont généralement très longs, et n'intéressent qu'une faible partie de l'ouvrage, en l'absence d'éléments favorisant la perméabilité des digues (végétation, veines graveleuses drainantes …). Seuls quelques tronçons de digues, graveleux et/ou hétérogènes ont fait l'objet de calculs de stabilité. Seuls deux tronçons de digues présentent des coefficients de stabilité non acceptables. Les talus de ces secteurs seront engraissés par un massif drainant, permettant d'augmenter la butée mécanique. Sur ces secteurs, les coefficients de sécurité varient entre 1.16 et 1.4.

- Erosion interne : l'approche de Lane a été considérée à l'époque en l'absence d'autres méthodes alors valables. On a montré que sur certains tronçons les gradients critiques de l'ordre de 0.2 à 0.3 étaient de nature à mettre en mouvement les matériaux limoneux de digue. D'autre part, les interfaces limons de digue et graviers de fondation s'avèrent localement ne pas respecter la règle des filtres. Dans les corps de digues, l'écoulement peut être fortement accentué en présence de niveaux drainants (réseaux enterrés, conduits racinaires, lentilles graveleuses interconnectées entre elles…). C'est plus particulièrement cette hétérogénéité du corps des digues de la Leysse, difficile à quantifier, qui impose une vigilance particulière. Du fait que le projet impose un élargissement conséquent du lit, il a été décidé de reconstruire les digues en retrait de la berge, dans les délaissés disponibles (voirie ou autres) ou à la faveur d'acquisition foncière.

- Affouillement du pied amont : Ce type d'instabilité est largement représenté sur la zone d'étude. Elle résulte en premier lieu d'une érosion du pied de berge, puis en second lieu d'une propagation rapide et régressive par éboulement à l'ensemble du talus, et ce du fait :

- De l'absence pure et simple de vraie protection (végétation). Concernant la végétation arborée existante cette dernière sera intégralement supprimée et replantée largement en retrait des ouvrages. Les talus de digue seront simplement enherbés.

- De protections hydrauliques (enrochements) probablement mal étudiées.

Retour d'expérience

La CNR gère près de 400 km d'ouvrage en terre, les ouvrages en terre les plus anciens datant des années 1960. Ce maillage et cette méthodologie particulière, permettent à l'échelle d'une infrastructure linéaire de plusieurs kilomètres de rendre compte par un effet d'échelle de la variabilité structurelle de cette dernière et d'identifier assez précisément les zones d'anomalie et leur niveau de vulnérabilité, sans surmultiplier les profils de calculs de stabilité. Cela permet au niveau d'un avant projet d'avoir une estimation financière avec une marge de précision acceptable des coûts de travaux à mettre en œuvre pour le maître d'ouvrage. La méthodologie de ce diagnostic a été mise en œuvre dès 2007 en dehors de la concession du Rhône, sur d'autres ouvrages de protection contre les crues, en particulier le long du Doubs et a permis d'obtenir des coûts prévisionnels de travaux rationnels. Le faible maillage de certaines campagnes reconnaissances, l'absence d'analyses sérieuses (en particulier la réalisation d'un véritable modèle géotechnique) conduit systématiquement à des coûts de travaux exorbitants (ou étonnement bas…). Ce constat est très fréquemment mis en avant dans le cas de sinistre ou de dérives budgétaires sur des travaux à fortes composantes géotechniques, où les campagnes se sont avérées insuffisantes.



FIGURE 3 : MODÉLISATION GRANDEUR RÉELLE D'UN MÉCANISME DE RUPTURE PAR SUFFUSION/ÉROSION DE CONTACT

L'hétérogénéité de constitution des digues de protection contre les inondations, souvent anciennes, réalisées au coup par coup avec les « moyens et matériaux du bord », souvent reprises dans le temps justifie la mise en œuvre d'une campagne systématique avec un maillage fin.

Perspectives en cours et à venir

Ce diagnostic a été réalisé en 2009. Depuis, d'importants travaux de recherche ont eu lieu dans le cadre du projet ERINOH, auquel la CNR a largement apporté sa contribution. La CNR a développé dans son laboratoire de Gerland en collaboration avec EDF (thèse de 3 ans [1]) une cuve d'essai permettant de simuler en quasi conditions réelles des écoulements en charge sous une digue en limons sur une couche alluviale graveleuse reconstituée en laboratoire. Cette configuration est très fréquente dans la vallée du Rhône.
Le mécanisme principalement étudié est le phénomène d'érosion de contact. Le modèle teste la sensibilité à l'érosion de contact de différents types de matériaux limono-sableux rencontrés le long de la vallée du Rhône. Le contexte géologique de la vallée du Rhône (et de certains des affluents) est particulièrement favorable à l'apparition de ce mécanisme d'instabilité. Les alluvions graveleuses du Rhône et leurs limons de couverture ne présentent pas toujours les conditions de stabilité hydraulique et géométrique nécessaires (présences fréquentes de niveaux plus crus, granulométrie des alluvions granuleuses localement plus resserrés, sensibilité naturelle des limons, plus ou moins cohésifs …). L'objectif à terme est de fournir une fiche signalétique des limons sensibles et des configurations critiques. Les diagnostics en cours à la CNR intègrent les derniers travaux de l'ICOLD et bien sûr du projet ERINOH.

Par ailleurs, CNR a fait réaliser par le CEMAGREF une étude sur l'impact du développement racinaire dans les digues sur certains aménagements, dont certaines préconisations seront retenues pour compléter la politique d'entretien de ses propres ouvrages. Les différents mécanismes d'érosion interne y sont analysés, généralement sur la base des analyses granulométriques et d'essais de laboratoire spécifiques :

- suffusion (travaux de Wan et Fell [3])
- Erosion de conduit (essais HET [2])
- Erosion de contact (travaux CNR en cours + analyse des règles des filtres [1]),

Conclusion

La méthodologie de reconnaissance appliquée a permis d'établir un modèle géologique et géotechnique précis de l'ensemble de l'ouvrage de protection. Le diagnostic a permis de bien appréhender le fonctionnement des ouvrages existants, et les impacts du projet d'aménagement de la confluence Leysse Hyères sur ce dernier. Ce diagnostic, appuyé sur une base solide de reconnaissances techniques, (géophysiques et géotechniques), couplée à une réflexion et une recherche approfondie de l'origine et du vécu de ces ouvrages a permis d'orienter de la meilleure façon possible les axes d'aménagement futurs de ce cours d'eau Alpin.

Références

[1] Béguin R. (2012). *Étude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble, France
[2] Wan C.F., Fell R. (2004). *Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankment dams*. Geotechnical Testing Journal, vol.27, n°3, pp. 295-303
[3] Wan C.F., Fell R. (2007). *Investigation of internal erosion by the process of suffusion in embankment dams and their fondations*. In Internal Erosion of Dams and their Foundations. Editor R.Fell and J.F.Fry. Taylor and Francis, London. pp. 219-234
[4] Wan C.F., Fell R. (2008). *Assessing the Potential of Internal erosion and suffusion in embankment dams and their foundations.* Journal of Geotechnical and Geoenvironnmental Engineering , ASCE, Vol 134, N°3, pp. 410-407

Mots clés

Maillage, reconnaissances, modèle géotechnique

Apport du radar géologique à l'imagerie interne des digues

Application of Ground Penetrating Radar to the internal imaging of levees

R. Antoine[1], C. Fauchard[1], E. Durand[2], B. Beaucamp[1]

[1] CETE Normandie Centre, ERA23-IFSTTAR, Le Grand Quevilly, raphael.antoine@developpement-durable.gouv.fr.
[2]CETE Normandie Centre, PCI "Connaissances des ouvrages et de la morphodynamique fluviale", edouard.durand@developpement-durable.gouv.fr.

Résumé

Le radar géologique est une méthode non destructive qui permet d'améliorer notre connaissance du sous-sol. Il peut être un outil efficace pour l'aide à la prise de décision en gestion d'ouvrages, là où les techniques géotechniques classiques sont invasives, ponctuelles et couteuses. Bien que les études menées au radar soient de plus en plus nombreuses, il existe peu de travaux sur les applications de la méthode à l'imagerie interne des digues en terre. Nous présentons ici des observations réalisées sur une digue en terre en mauvais état (canal latéral à la Loire, Saint Firmin, 45). Le radar est utilisé pour détecter les zones de vides ou de décompression derrière le perré maçonné. Les résultats sont corrélés avec des profils en crête et une étude géotechnique (sondages et relevé de déformation/fissuration). Plusieurs fuites récentes ont pu être caractérisées depuis le perré et la crête. Le radar est un outil de zonage complémentaire à la géotechnique pour ce type d'application. Celui-ci possède en effet une grande capacité à imager les anomalies potentielles dans la digue sur de longues distances avec une bonne résolution spatiale.

Abstract

Ground Penetrating Radar (GPR) is non-destructive method allowing the improvement of our knowledge of the soil. Indeed, this method can be an efficient tool to help for decision making, where the classical geotechnical methods are invasive, local and expensive. Although there are more and more GPR studies, limited works are reported about the application of the method to the monitoring or the diagnosis of dikes, levees or dams. In this paper, we present GPR observations obtained on the sloped side on an earthen levee in bad state and located on the lateral canal of the Loire river (Saint Firmin, 80 km South East of Orléans). Several heterogeneities within the levee were detected with the GPR combined with a geotechnical study (soil sounding and deformation/cracking survey). Moreover, recent leaks could be characterized by this method from the levee side and from the crest. The GPR appears to be complementary to geotechnical studies for this application. Indeed, it allows to investigate large areas with a good spatial resolution, giving the possibility to detect heterogeneities within the soil.

Introduction

La maintenance et la surveillance régulière des ouvrages vulnérables prennent de l'importance dans un contexte de prévention des risques et de gestion durable des structures. Par exemple, les ouvrages hydrauliques en terre peuvent être sujets à la présence de vides, de déformations, d'hétérogénéités importantes ou de phénomènes de décompression, qui représentent des zones de faiblesses. Des contrôles réguliers sont donc nécessaires pour surveiller ces ouvrages [5] et l'utilisation de méthodes géophysiques non invasives représente aujourd'hui une phase répandue dans le diagnostique de ces ouvrages.

Le radar géologique est rarement utilisé sur les rivières françaises, car la plupart des ouvrages en terre ne permettent pas l'application de cette technique. Cependant, son utilisation est pertinente pour la détection de désordres proches de la surface (dans le premier mètre) [3, 7].

Dans ce papier, nous présentons des observations réalisées au radar le long d'un tronçon d'une digue en terre (canal latéral à la Loire, Saint Firmin) sur un perré maçonné fortement penté. Depuis plusieurs années, des résurgences ont été constatées au pied de cette digue sur un linéaire d'environ 270 m (Figure 1). Ces fuites se sont accentuées en 2011, entrainant l'inondation de la prairie aval, la rendant impraticable [4]. La dernière résurgence a eu lieu en février 2012.

La partie du canal étudiée a été vidangée pour l'occasion. Plusieurs profils (Figure 2) ont été réalisés sur environ 400 m de linéaire englobant les zones de fuite sur le perré maçonné, ainsi que la crête de la digue. Dans une première partie, nous exposons le contexte géologique et nous caractérisons la lithologie et la morphologie de la digue grâce à une étude géotechnique. Après une section succincte sur la méthodologie employée, nous présentons des données radar significatives obtenues sur le perré et la crête de digue. Les mesures sont d'abord comparées aux observations géotechniques fournissant des informations sur la stratigraphie de la structure. Nous présentons ensuite le signal induit par la présence d'une structure anthropique dans la digue (déversoir). Enfin, nous caractérisons le signal radar associé à 2 fuites pour laquelle des déformations sont observées.

Contexte géologique et caractérisation de la digue

Contexte géologique et lithologie de la digue

La zone étudiée se situe à 80 km au Sud Est d'Orléans sur la commune de Saint Firmin sur Loire, le long du canal latéral à la Loire. Dans cette région, le canal latéral s'appuie en rive gauche au coteau de Loire et possède une digue en terre en rive droite (« digue des Galivores », Figure 1). Cette section du canal a été construite à la fin du XIXème siècle, suite à la réalisation du Pont-Canal de Briare.

La digue est bâtie sur un socle Turonien calcaire ou crayeux à passées de silex. Elle est composée d'alluvions modernes ou anciens de la Loire surmontant le substratum.

Le sondage S1 a été réalisé en 2012 sur la crête de la digue [4] (figure 2). Celui-ci contient les remblais suivants :

- La formation A de 0 à 2-3 m de profondeur. C'est un remblai sablo-caillouteux calcaire à matrice argileuse en proportion très variable. Du tout venant sablo-limoneux à blocs de silex ou de calcaire est observé dans certaines zones de la digue sous la couche de terre végétale, jusqu'à 50 à 70 cm de profondeur. Cette formation possède une perméabilité très hétérogène du fait de la présence variable d'argile confirmée par les mesures effectuées au Perméafor [4].
- la formation B sur 4-5 à 6-7 m de profondeur : il s'agit d'un remblai argileux à nodules de calcaire crayeux.

Le remblai argilo-caillouteux de S1 semble être sensible à la formation de renard hydraulique. En effet, la résurgence de février 2012 a montré des matériaux granulaires issus du corps de digue et lessivés de leurs particules fines. De plus, lors des opérations de sondages, les matériaux de remblais étaient peu compacts et localement très décomprimés (descente de l'outil sous son propre poids).

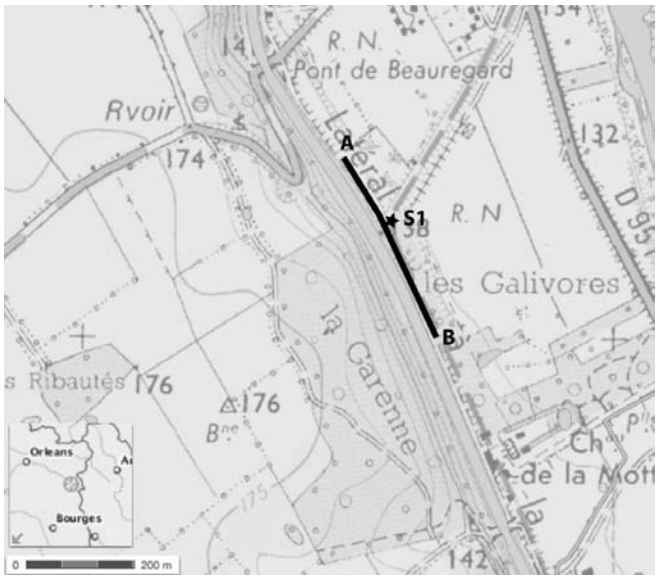


FIGURE 1 : LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE, DU PROFIL RADAR 200 MHZ ET DU SONDAGE S1 A 167 METRES DU POINT INITIAL **A**.

Caractérisation morphologique de la digue

La Figure 2 représente une coupe transversale de la digue réalisée par chainage en 2012. Les pentes du perré et du talus sont fortes avec des angles de 20 et 35°. La structure atteint une hauteur de plus de 7 m dans certaines zones, pour une base allant jusqu'à plus de 25 m de largeur. Le talus côté plaine est enherbé, alors que le perré côté canal est maçonné (Figure 3). La crête accueille un chemin carrossable.

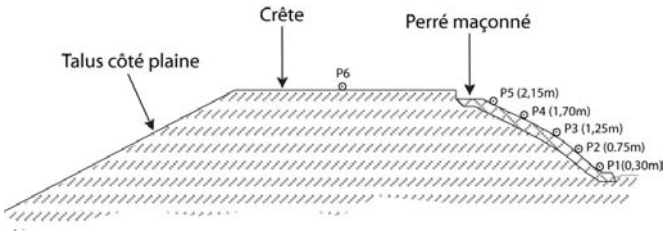


FIGURE 2: COUPE TOPOGRAPHIQUE TRANSVERSE DE LA DIGUE ET IMPLANTATION DES PROFILS RADAR SUR LE PERRE ET LA CRETE (P1, P2, P3, P4, P5 ET P6).

Un relevé de dégradations (bombement, affaissement, fissuration, nature du perré, trous, faïençage) a ensuite été entrepris avec localement des mesures des ouvertures des fissures ou profondeur des trous [4]. Le relevé n'a cependant pas été réalisé au niveau de la fuite de février 2012.



FIGURE 3 : VUE DE LA DIGUE ET DU CANAL VIDANGE AVEC ACQUISITION DES DONNEES AU RADAR SUR LE PERRE.

Récemment, de nombreux désordres ont été réparés (zones plus claires visibles sur le perré, Figure 3). Des fissurations longitudinales (ouverture de 1 à 8 mm) et verticales sont apparues en dehors des reprises récentes. Certaines fissures se rejoignent localement. Des dégradations de type pierres cassées ou sous-cavages très importants à l'arrière du perré ont aussi été repérées (Figure 4). Enfin, des déformations importantes sont observées à plusieurs endroits. En effet, des bombements du perré (35 à 160 mm) et des affaissements (50 à 95 mm) sont observés sur tout le linéaire.



FIGURE 4 : EXEMPLE DE SOUS-CAVAGE TRES IMPORTANT DANS LA PARTIE SUPÉRIEURE DU PERRÉ.

Cinq fuites ont été recensées le long du linéaire inondant la prairie côté talus. Certaines résurgences observées en pied de digue sont de diamètre décimétrique (Figure 5). Compte tenu de la nature des perrés et de l'objectif de détection de vide sous celui-ci, le radar est apparu comme une technique adaptée pouvant être utilisé sur un perré incliné.
Notre objectif est donc de tester cette technique sur une digue non saturée en eau afin d'évaluer la présence de cavités, de décompression ou de porosité élevée dans le secteur de fuites. Nous présentons dans la section suivante la méthode radar et le protocole de terrain utilisé pour l'acquisition des données.

Méthodologie

Principe du radar géologique

Les méthodes de reconnaissance au radar sont basées sur l'étude de la propagation des ondes électromagnétiques à haute fréquence dans le sol (de quelques dizaines de MHz à quelques GHz). Ces ondes sont générées sous forme d'impulsions temporelles en un point de la surface par une antenne émettrice. Les ondes se propagent dans le sol avec une vitesse v (m/s) typique du terrain. Lorsque les ondes rencontrent des matériaux de nature différente, elles se réfléchissent partiellement vers la surface selon les lois de Snell-Descartes. Leurs caractéristiques sont alors mesurées par une antenne (variations d'amplitude du champ électrique issu des réflexions et des diffractions) et sont analysées pour en déduire les propriétés du sous-sol. Le radar géologique permet de détecter les contrastes diélectriques existant dans le matériau à travers lequel l'onde électromagnétique se propage. Ces différences de permittivité diélectrique entre les matériaux sont à l'origine des réflexions des ondes dans le milieu et sont associées à des variations de lithologie, de texture, de porosité, de densité des matériaux ou plus particulièrement de teneur en eau. Plus le contraste de permittivité diélectrique est important, plus le coefficient de réflexion est fort [1]. La permittivité complexe effective ε_e^* des matériaux est définie suivant la formule suivante :

$$\varepsilon_e^* = \varepsilon_0(\varepsilon_r' + \frac{\sigma''}{\varepsilon_0\omega}) - j(\varepsilon_r'' + \frac{\sigma'}{\varepsilon_0\omega}) \quad (1)$$

avec $\varepsilon_0 = 1/36\pi 10^9$ (F/m) et $\varepsilon_r', \varepsilon_r''$ respectivement les composantes réelles et imaginaires de la permittivité relative, σ' et σ'' (S/m) les parties réelle et imaginaire de la conductivité électrique et ω (rad/s) la pulsation de l'onde. En génie civil, les termes ε_r'' et σ'' sont négligés. Par ailleurs, aux fréquences radar, dans des milieux faiblement conducteurs (la majorité des roches, matériaux de chaussée, sables...), la vitesse des ondes ($m\ s^{-1}$) est donnée par la formule suivante :

$$v = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r'}} \quad (2)$$

Avec $c = 3.10^8$ m/s, la vitesse de la lumière dans le vide. Des valeurs caractéristiques de conductivité, permittivité et vitesse sont données dans le Tableau 1. Dans les milieux plus conducteurs, les ondes pénètrent très faiblement, notamment lorsque la proportion d'argile est importante.



FIGURE 5 : RÉSURGENCE DÉCIMÉTRIQUE EN PIED DE DIGUE.

TABLEAU 1: VALEURS DE REFERENCE POUR LA CONDUCTIVITE ELECTRIQUE, LA PERMITTIVITE RELATIVE ET LA VITESSE DES ONDES RADAR POUR DIFFERENTES ROCHES

Milieu	σ (*S/m*)	ε_r'	v (*m/ns*)
Air	0	1	0.3
Eau douce	0.01	81	0.033
Sable sec	0.01	3-5	0.12-0.17
Sable saturé d'eau douce	10^{-4}-10^{-3}	30	0.05-0.06
Argile	10^{-3}- 2	8-12	0.06
Calcaire sec	10^{-4}-10^{-3}	6-8	0.12
Béton	0.001-0.1	4-10	0.09-0.12

La résolution verticale du radar géologique est relative à la capacité à distinguer deux réflexions successives. Elle est définie par la distance d. Dans le cas idéal (Loi de Nyquist), d (m) peut être calculée en fonction de la longueur d'onde λ (m) de la façon suivante [2] :

$$d = \frac{\lambda}{4} \quad (3)$$

avec $\lambda = v/f$, f étant la fréquence du signal (Hz). Ainsi, pour une fréquence de 200 MHz et de 400 MHz, la résolution théorique est respectivement de 0.38 m et 0.19 m. La profondeur d'investigation en mètres pour des milieux faiblement conducteurs est de l'ordre de:

$$z = \frac{1}{190\sigma' \sqrt{\varepsilon'_r}}$$

En prenant une valeur classique de permittivité diélectrique de 8-9 pour ce type de milieu et une conductivité électrique de 10^{-3} S/m, on obtient une profondeur d'investigation théorique de 1,70-1,80 m pour du matériau calcaire non saturé en eau (cf. Tableau 1). L'acquisition de données au radar passe donc par un bon compromis entre résolution du signal et profondeur d'investigation.

Protocole d'acquisition et traitement des données

Les observations radar ont été réalisées le long du profil A-B (Figure 1) avec des antennes blindées de 200 MHz et 400 MHz (SIR3000, GSSI) sur la crête et sur le perré maçonné, respectivement (Figures 1 et 2). Afin de mener les mesures sur les pentes qui sont noyées jusqu'à la côte 2,20 m en temps normal, le canal a été vidangé 15 jours avant le début des mesures. Cinq profils radar longitudinaux parallèles ont été effectués à différentes côtes sur le perré : 0,30; 0,75; 1,25; 1,70 et 2,15 m, correspondant respectivement aux mesures P1, P2, P3, P4 et P5 (Figure 2). Le profil P6 a été réalisé en milieu de crête (Figure 2). Seuls certains profils sont présentés dans la partie suivante. Les profils devant être réalisés sur des pentes fortes (plus de 30°), les antennes ont été montées sur un support à roues maintenu le long des profils à l'aide de cordes (Figure 3). Ne connaissant pas la vitesse des ondes dans le matériau, une vitesse de 0.1 m/ns est prise en compte ($\varepsilon'_r = 9$) afin d'estimer les profondeurs des anomalies sur les images radar. La profondeur d'investigation maximale atteinte est d'environ 2 m pour les 2 antennes, i.e. une valeur similaire à notre résultat théorique. Les données brutes obtenues sont traitées en utilisant le logiciel REFLEXW 6.1 [6]. Une procédure classique de traitement a été utilisée : La *correction statique* a permis de corriger de la topographie en surface. Une correction employant un filtre passe-bas 1D (*Dewow)* a ensuite été appliquée pour supprimer les basses fréquences pouvant perturber le signal. Un filtre 2D (*background removal)* a permis de supprimer le bruit provenant de sources internes et externes. Enfin, du fait du bon rapport signal/bruit dans le milieu jusqu'à la profondeur maximale d'investigation, aucun gain n'a été appliqué.

Résultats

Nous présentons dans cette section les observations radar le long de la digue de Saint Firmin. Nous illustrons d'abord l'effet d'un vide franc dans la digue (un déversoir) sur le signal. Ensuite, nous montrons les résultats obtenus le long du linéaire sur 2 zones de fuites et nous comparons ces observations avec les donnés de désordres et de sondages obtenues sur la digue.

Réponse type d'un vide franc (déversoir) sur les signaux radar

La digue possède plusieurs déversoirs. Il s'agit de puits ouverts en surface et débouchant sur un conduit horizontal évacuant l'eau en pied de digue. Nous avons caractérisé le signal radar (à 400 MHz) associé à l'une de ces structures (Figure 6) qui est une zone de vide franc. Le déversoir se situe en bout de profil A-B (point 404 m). Ses dimensions (environ 0.5 m de large) sont compatibles avec la résolution maximale obtenue avec l'antenne de 400 MHz i.e. 19 cm.

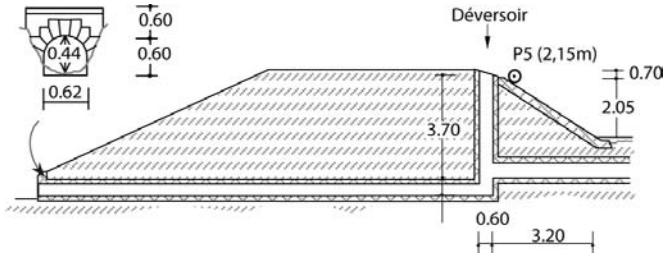


FIGURE 6 : COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE MONTRANT UN DEVERSOIR AU POINT 404 M ET LOCALISATION DU PROFIL P5.

La figure 7 montre le profil radar P5 (côte de 2,15 m) réalisé sur le perré juste en dessous de la bouche. Les 10 derniers mètres du profil sont montrés ici. Avec une vitesse de propagation des ondes de 0,1 m/ns, l'antenne de 400 MHz permet d'atteindre une profondeur d'investigation d'environ 1,70 m (temps de réflexion de 34 ns), i.e. une profondeur proche de celle atteinte avec l'antenne de 200 MHz. Deux hyperboles de diffraction bien marquées sont visibles (en pointillés) à 404 m à partir de 7 ns (environ 30 cm de profondeur), suivies de réflexions de très forte amplitude. Cette observation reflète la présence du puits du déversoir dans la digue. Nous pouvons retrouver le temps de propagation dans le matériau entre les 2 hyperboles de diffraction grâce à la formule $t=2d\sqrt{\varepsilon'_r}/c$. En utilisant une largeur de déversoir d=0.6 m et une permittivité $\varepsilon'_r = 1$ pour de l'air, nous obtenons un temps de propagation d'environ 4 ns, i.e. le temps observé entre les 2 hyperboles (Figure 7). Nous pouvons ainsi nous servir de cette observation de référence afin de caractériser qualitativement la présence de vides sous perré.

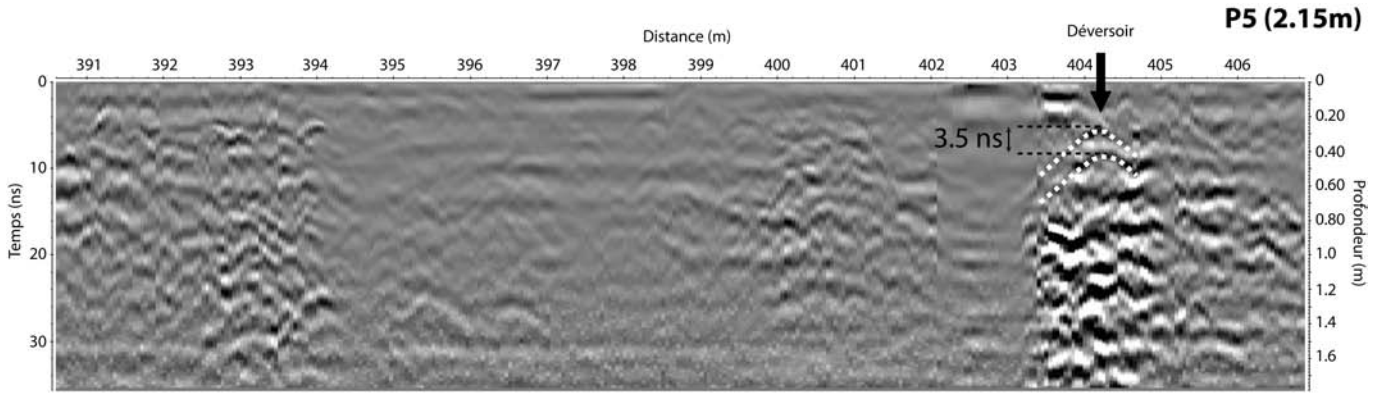


FIGURE 7: PROFIL P5 (400 MHZ) SUR LE PERRE MONTRANT DES HYPERBOLES A L'APLOMB D'UN DEVERSOIR DE LA DIGUE.

Observations radar dans les zones de fuite

La Figure 8 présente les mesures P2 et P3 réalisées sur le perré aux côtes 0,75 et 1,25 m jusqu'à une distance de 100 m du point A (Figure 1). Les 2 coupes mettent en évidence une anomalie caractérisée par des réflexions intenses à 70 m. Elles apparaissent aussi sur trois autres profils (P1/P4/P5) non présentées ici. L'anomalie d'une largeur de 5 à 10 m débute vers 8 ns (environ 25 cm), i.e. sous le perré et se termine à environ 30 ns (1,50 m). Cette anomalie se situe à 20 m environ à l'aval de la fuite apparue en février 2012. Elle correspond vraisemblablement à une zone de grande infiltration où l'ensemble du perré semble sous-cavé et/ou déconsolidé du fait du lessivage de fines (exemple illustré sur la Figure 4).

La figure 9a montre les données obtenues avec l'antenne de 200 MHz sur la crête (profil P6) au droit du sondage S1 à 167 m (Figure 2). Puisque la vitesse des ondes est fixée ici à 0.1 m/ns, un temps de réflexion de 40 ns correspond à une profondeur d'environ 2 m. Les observations effectuées au radar corroborent de façon satisfaisante les données de sondage sur les 2 premiers mètres.

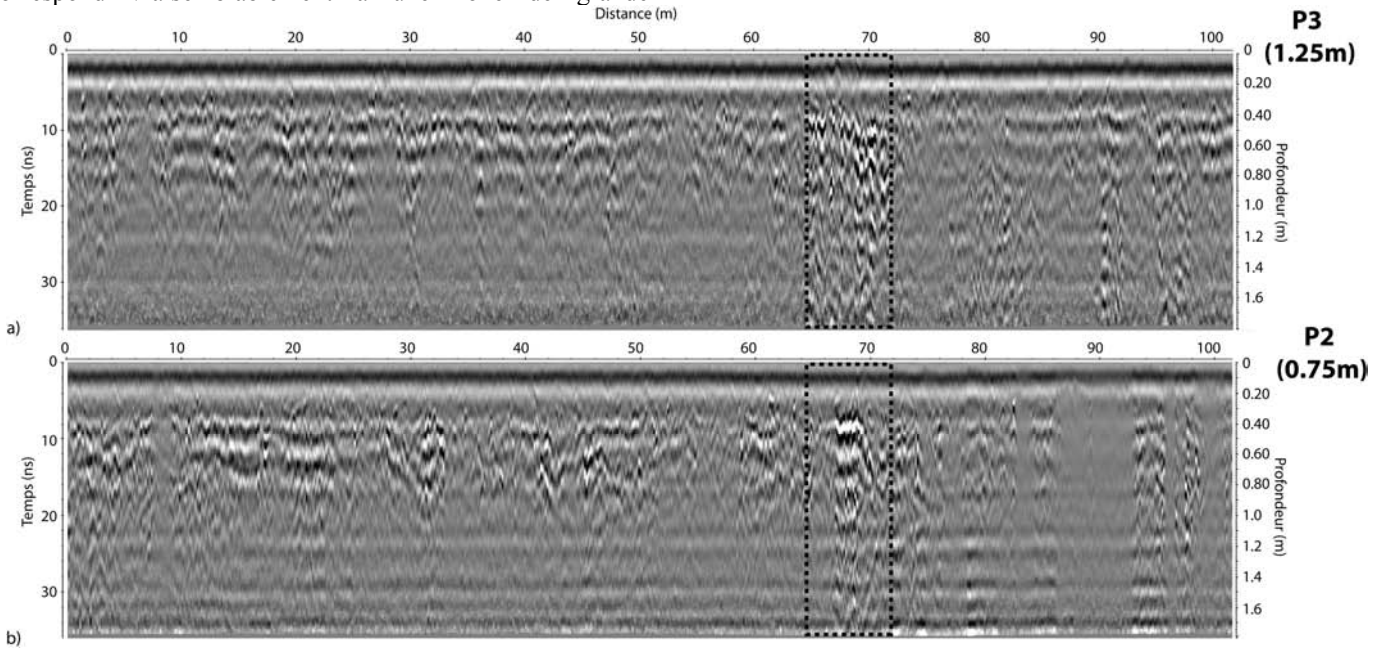


FIGURE 8: SIGNAL RADAR SUR LE PERRE ASSOCIE A LA FUITE DE 2012; A) PROFIL P3 A 1,25 M DE HAUTEUR; B) PROFIL P2 A 0.75 M DE HAUTEUR.

En effet, deux zones se distinguent bien sur cette coupe. La limite de la partie la plus superficielle de la digue est soulignée par un réflecteur important à environ 12 ns (50 cm).

Cette couche d'environ 40 cm, peut être associée à la couche de tout venant sablo-limoneux présente à certains endroits dans la digue. Sous cette couche, un signal beaucoup plus perturbé est visible. Cette zone correspond au remblai sablo-caillouteux calcaire à matrice argileuse décrite à partir des

sondages. Des variations latérales de l'amplitude des signaux réfléchis sont visibles tout au long du profil. Elles reflètent le changement de nature des matériaux dans le corps de digue. Une zone absorbant fortement les ondes (carré en pointillé) est typique des signatures que l'on rencontre sur des matériaux plutôt argileux. Cette observation est parfaitement corrélée avec les sondages. Sur la Figure 9a, une zone associée à une fuite (observation *in situ*, Figure 5) se caractérise par une réponse radar très contrastée, similaire à la réponse du déversoir. Cette réponse comporte de nombreuses hyperboles de diffraction, caractéristiques d'un milieu hétérogène, plutôt résistant. Il est probable que la circulation de l'eau associée à cette fuite ait lessivé les particules fines (argiles et limons, particules plutôt conductrices) et laissé en place les granulats (cailloux calcaires du sondage S1). Les Figures 9b et 9c présentent les profils radar P4 et P5 obtenus respectivement à la côte 1,70 m et 2,15 m. Des zones où les ondes sont fortement atténuées sont visibles sur ces coupes entre 140 m et 170 m. Elles correspondent aux réparations constituées de béton (matériaux généralement absorbant) suite à la fuite de janvier 2012. Une zone similaire est observée entre les points 160 m et 175 m au niveau de la partie supérieure du perré (profils P4 et P5). En fait, les signaux radar sont systématiquement absorbés au niveau de l'ensemble des réparations.

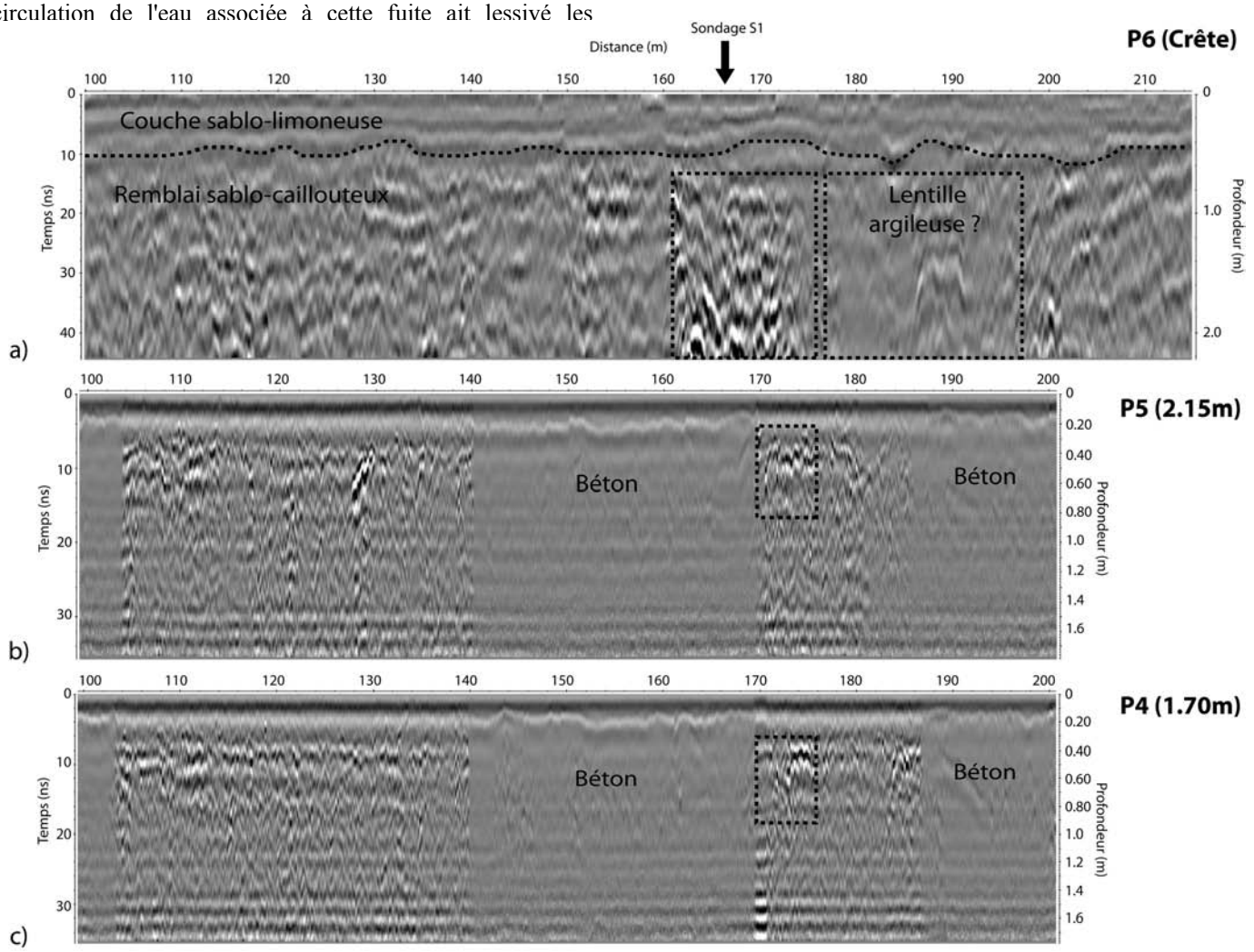


FIGURE 9: SIGNAL RADAR ASSOCIE A LA ZONE FUYARDE DE JANVIER 2012 –A) PROFIL RADAR P6 EN CRÊTE (200 MHZ), B) PROFIL RADAR P5 EN PÉRRÉ À 2,15 DE HAUTEUR (400 MHZ), C) PROFIL RADAR P4 EN PERRÉ À 1,7 M DE HAUTEUR (400 MHZ).

Les observations (entre 8 ns et 12 ns, i.e. entre 30 et 60 cm de profondeur) sont similaires sur les 2 profils P4 et P5 et sont caractérisés par de fortes réflexions. La Figure 10 présente l'ensemble des anomalies radar et des dégradations relevées visuellement sur le canal. Un bombement de la partie centrale du perré de 66 mm et un affaissement en partie supérieure de 95 mm sont observés. La présence d'affaissements en partie haute et de bombements en partie basse ou médiane du perré traduit des déformations des matériaux sous perré et la présence de sous-cavage ou déconsolidation en partie supérieure. Le signal observé sur les Figures 9a et 9b est fortement corrélé avec ces observations.

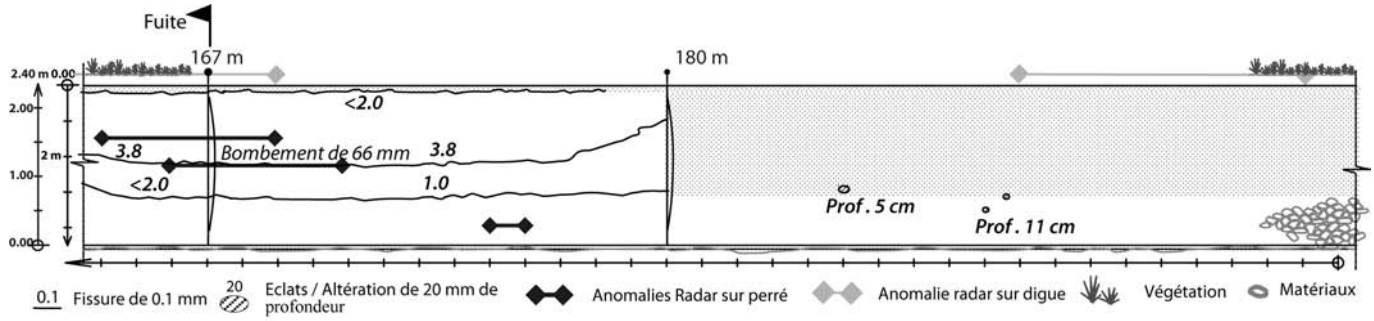


FIGURE 10: COMPILATION DES DONNÉES RADAR ET DE DEFORMATIONS POUR LA FUITE DE JANVIER 2012 (DRAPEAU À 167 M).

Les anomalies observées sont très intenses et peu atténuées : le milieu est probablement lavé de ses fines, extrêmement décomprimé, possédant des drains de taille importante.

Discussion

Le radar géologique est a priori une bonne méthode pour détecter des vides ou des zones décomprimées sous perré. Nous expliquons l'excellent rapport signal sur bruit de nos mesures par la proportion très variable d'argile dans la digue (ce matériau atténuant fortement les ondes radar), par la présence de matériaux relativement grossiers dans la structure, ainsi que par la non saturation du milieu en eau. Sur 5 zones de fuites repérées sur le canal étudié, 3 sont corrélées avec des signaux radar caractéristiques de ce type de milieu. Nous avons présenté 2 de ces 3 zones.

Ainsi, il y a deux zones pour lesquelles nous n'avons pas observé de corrélations entre les indices visuels et les mesures radar. Quatre hypothèses peuvent être envisagées : i) le radar est limité dans son application du fait de la présence de matériaux conducteurs (argiles), ii) la taille des grains (zones de fuites) est trop petite par rapport à la longueur d'onde des ondes électromagnétiques dans le corps du canal, iii) ces drains sont trop profonds pour être détectés, iv) la position de ces drains peut différer de la position des résurgences observées. Par ailleurs, on observe une très mauvaise corrélation entre déformation du corps de canal en perré et signal radar : 13 déformations observées et 5 anomalies radar corrélées.

Pour les déformations, l'emploi de méthodes plus intégrantes comme les méthodes électromagnétiques basses fréquences ou les méthodes sismiques en ondes de surface sont préconisées.

Nous avons mis au point une méthode permettant l'auscultation de perré, suivi d'un protocole de calibration sur un vide réel avec pour objectif de détecter des vides sous perré. Les améliorations pouvant être apportées concernent l'application de radars multi-antennes permettant de réaliser une localisation 3D des zones d'anomalies. Nous pourrions aussi envisager un traitement spectral des signaux radar (du type S-Transform) afin de zoner les parties absorbantes et les parties résistantes.

Conclusion

Nous avons réalisé des mesures radar sur une digue en terre du canal latéral à la Loire, une structure non saturée en eau d'environ 400 m. Notre méthode a permis d'obtenir des données dans des conditions originales i.e. sur un perré à topographie marquée. Les mesures montrent un sol hétérogène avec des atténuations fortes dans les zones de réparation de la digue (bétonnées) ou dans les zones à dominante argileuse. Ces lithologies constituent un facteur limitant pour le radar. De plus, une teneur en eau trop importante dans le sol, la faible taille des vides/drains préférentiels dans la digue ou des variations trop brutales de pente peuvent aussi perturber les observations. Les mesures effectuées sur la crête de la digue avec l'antenne de 200 MHz confirment la lithologie observée lors des sondages carottés. La signature typique d'un vide franc de quelques dizaines de centimètres de large dans la digue a aussi pu être mise en exergue, par le biais d'une mesure sur un puits vertical constituant un déversoir depuis le perré penté. Plusieurs anomalies électromagnétiques associées à 2 zones fuyardes ont été présentées dans cette étude. Les anomalies sont caractérisées par des réflexions intenses par rapport au reste du profil, aussi bien avec l'antenne de 400 MHz sur le perré maçonné que celle de 200 MHz sur la crête.

Ces anomalies peuvent être liées à des différences de lithologie dans la digue, à des variations de porosité, des décompressions de matériaux ou des effondrements. Le radar reste un outil privilégié pour le diagnostique de digue du fait i) de sa facilité d'utilisation ii) de la possibilité d'observation en temps réel du signal ii) de la possibilité d'obtenir des informations détaillés de zones de vides.

Références

[1] Conyers L.B., Goodman D. (1997). *Ground Penetrating Radar for archeology*, Walnut Creek, California.
[2] Daniels D.J (2004b). Ground Penetrating Radar, 2nd Edition. IET.
[3] Di Prinzio M., Bittelli M., Castellarin A., et Pisa P. R. (2010). *Application of GPR to the monitoring of river embankments*, Journal of Applied Geophysics, vol. 71, no. 2-3, pp. 53–61.

[4] Durand E. (2012). *Reconnaissance géophysique, géotechnique et diagnostique de stabilité de la zone fuyarde située entre les aqueducs de la gare et de la Motte (Saint Firmin sur Loire)*. Rapport technique, Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement, 176 pp..

[5] Fauchard C., Mériaux P. (2007). *Geophysical and Geotechnical Methods for Diagnosing Flood Protection Dikes - Guide for Implementation and Interpretation*, Edition Quae, 124 pp.

[6] Sandmeier Scientific Software (2006) Reflex 6.1. http://www.sandmeier-geo.de/.

[7] X. Xu, Q. Zeng, D. Li, J. Wu, X. Wu, and J. Shen (2010), GPR detection of several common subsurface coids inside dikes and dams, Engineering Geology, vol. 111, no 1-4, pp. 31-42.

Mots-clés

Radar, digue, fuite, diagnostic, géotechnique

Deux méthodes d'interprétation des piézocônes effectués dans un site sableux supportant des digues

Two methods of interpretation of piezocone data in sandy soils under levees

J.F. Serratrice[1], D. Criado[2]

[1] CETE Méditerranée, Aix en Provence, jean-francois.serratrice@developpement-durable.gouv.fr
[2] DREAL Paca, Marseille, david.criado@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La communication présente les résultats de l'application de deux méthodes d'évaluation de l'aléa liquéfaction basées sur des données pénétrométriques recueillies au piézocône au droit de digues fluviales. Les sols rencontrés sont à dominante sableuse. La première méthode procède par analogie avec la mesure des résistances des sols à l'appareil triaxial. Une classification des sols est établie le long des profils pénétrométriques, puis une évaluation de leur sensibilité est proposée en se référant aux résistances triaxiales des sols prélevés dans le site et dans leur état naturel. La méthode simplifiée proposée en 2001 par le NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research) est appliquée ensuite aux données pénétrométriques pour évaluer le risque de liquéfaction des sols. D'après les données recueillies et selon les deux méthodes, les sols apparaissent en majorité comme sableux. La première méthode indique quelques passages sensibles, tandis que la méthode NCEER montre que les coefficients de sécurités vis à vis du risque de liquéfaction calculés sont supérieurs à 1,25 et écartent le risque de liquéfaction au droit du site.

Abstract

The communication presents the results of two methods of liquefaction evaluation based on cone penetration data with pore pressure measurement collected under levees. The grounds are essentially sandy. The first method proceeds by analogy with the measurement of soils resistances by triaxial testing. On this basis, soils classification is established along the cone penetration profile. Then an evaluation of the soils sensibility (ie potential for liquefaction occurred) is proposed in reference with the triaxial resistances of the same soils sampled in the site at their natural state. The simplified procedure for liquefaction potential assessment proposed in 2001 by the NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research) is also applied. In both methods, soils appear to be in majority sandy. The first method indicates some sensitive layers, whereas the NCEER procedure gives factor of safety against initial liquefaction greater than 1,25.

Introduction

La communication présente les résultats de deux méthodes d'interprétation de données pénétrométriques vis à vis du risque de liquéfaction, recueillies au piézocône au droit de digues fluviales. Les sols rencontrés sont à dominante sableuse. La première méthode procède par analogie avec la mesure des résistances des sols à l'appareil triaxial. Cette méthode s'inscrit dans la lignée des méthodes de classification proposées dans le passé. Senneset et al. [8] sont les premiers à avoir introduit la variable B_q définie comme le rapport entre la pression d'eau nette $u_2 - u_0$ et la résistance nette $q_t - \sigma_{v0}$, où σ_{v0} et la contrainte verticale totale à la profondeur considérée dans le massif, u_0 la pression hydrostatique, q_t la résistance de pointe et u_2 la pression d'eau mesurée en position "u_2". Parez et Fauriel [3] ont proposé un guide de classification (et non pas un abaque) basé sur la représentation de q_t en fonction de B_q, qui s'inspire de celui proposé par Senneset et Jambu [9].

Par la suite, Robertson et al. [4], puis Robertson [5], ont proposé une classification qui fait intervenir les trois composantes mesurées par l'intermédiaire de variables normalisées de la résistance de pointe q_t et du frottement latéral unitaire f_s en accompagnement de la variable B_q.

Fellenius et Eslami [1] ont proposé un abaque donnant la résistance effective q_E ($q_E = q_t - u_2$) en fonction du frottement latéral unitaire f_s. Cette classification présente l'avantage d'utiliser directement les mesures pénétrométriques ou une combinaison linéaire de celles-ci. Cette résistance "effective" avait été introduite par Senneset et al. [8].

Schneider et al. [6] proposent un cadre de classification des sols d'après les données du piézocône, qui associe à la fois la résistance de pointe q_t et la pression d'eau u_2 sous formes normalisées notées Q et U respectivement. Les mesures sont représentées dans trois diagrammes qui combinent les deux variables Q et U avec B_q, chacun de ces diagrammes étant plus pertinent qu'un autre, selon la nature du sol, pour établir la classification.

La méthode par analogie à l'essai triaxial, proposée ici, préconise une utilisation directe de la mesure u_2. Elle procède en deux étapes : 1) classification des sols en référence à leurs résistances triaxiales drainées et non drainées ; 2) évaluation de la sensibilité des sols vis à vis du risque de liquéfaction. Ainsi, les trois mesures du piézocône sont utilisées directement, sans recours à des variables normalisées.
La méthode NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research ; Youd et al., [11]) est appliquée ensuite aux données pénétrométriques, afin d'évaluer un coefficient de sécurité vis à vis du risque de liquéfaction des sols. La méthode est résumée dans un premier temps, ainsi que les variables qui servent au calcul et à la présentation des résultats. Elle est appliquée alors aux données du site.
La méthode par analogie à l'essai triaxial est mise en œuvre tout d'abord sur l'exemple d'un profil pénétrométrique. Puis cet exemple est repris dans la méthode NCEER.

Méthode par analogie à l'essai triaxial

Présentation
La méthode de classification des sols d'après les mesures au piézocône se fonde sur l'analogie qui peut être établie entre les comportements des matériaux observés en laboratoire à l'appareil triaxial et le fonçage d'un piézocône dans ces mêmes matériaux. La méthode procède en deux étapes, en partant des mesures brutes q_t, f_s et u_2.
A l'étape 1, la résistance de pointe est décomposée en une partie isotrope et une partie déviatoire en tenant compte de la pression d'eau u_2. Pour cela, il est fait référence aux résistances drainées et non drainées mesurées préalablement en laboratoire à l'appareil triaxial. Cette décomposition permet de classer les sols, en distinguant les sols argileux dans lesquels se développent de fortes pressions d'eau, des sols sableux dans lesquels ces pressions sont égales à la pression hydrostatique ou sont négatives. L'interprétation se fonde sur les caractéristiques de résistance mesurées à partir d'échantillons carottés dans le site.
L'étape 2 consiste à identifier les sols sableux sensibles, de faible compacité et peu résistants, exposés au risque de liquéfaction notamment. La méthode se fonde sur les variations relatives de f_s et q_t induites par la densification d'un sol. Le principe de la classification à l'étape 2 s'appuie sur des données de la littérature et sur des données pénétrométriques recueillies dans différents sites en France.
L'intérêt de la méthode réside dans l'utilisation simultanée des trois mesures fournies par le piézocône et qui portent en elles l'effet de la profondeur sur la résistance (effet du poids des terres en tant que pression de confinement), pour des sols qui peuvent être considérés comme normalement consolidés dans leur état naturel.

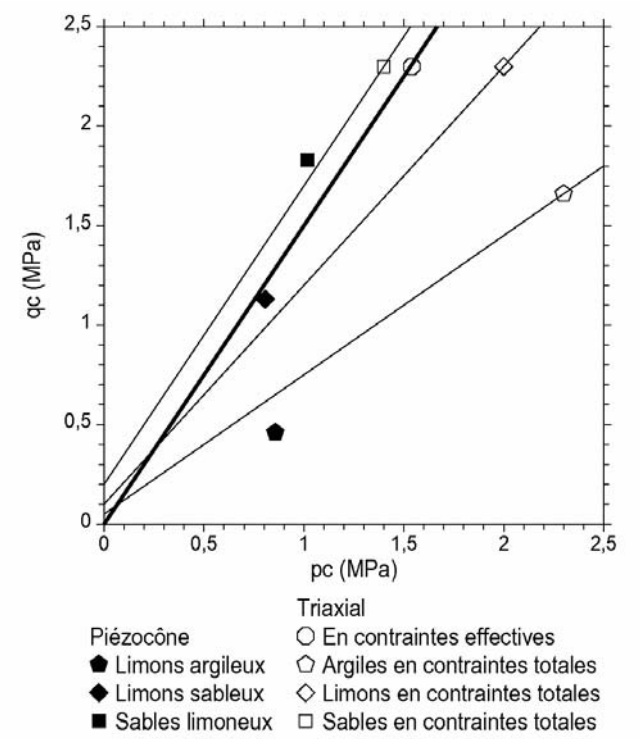


FIGURE 1 : EXEMPLE DE CLASSIFICATION À L'ÉTAPE 1 DE TROIS MESURES AU PIÉZOCÔNE (FIGURÉS PLEINS) D'APRES LES RÉSISTANCES TRIAXIALES DES TROIS SOLS (VOIR LE TAB. 1)

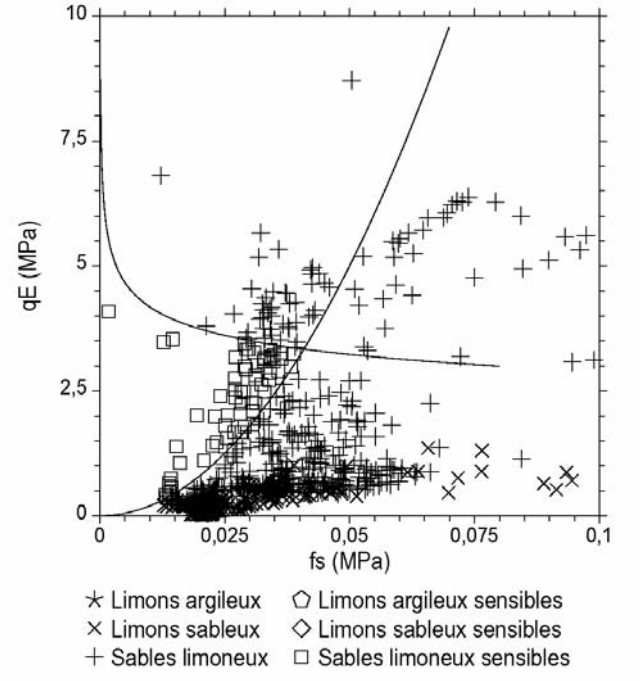


FIGURE 2 : IDENTIFICATION DES SOLS SENSIBLES DANS LE DIAGRAMME (F_S, Q_E) A L'ÉTAPE 2. LES SOLS SENSIBLES SE SITUENT DANS LE "QUART" INFERIEUR GAUCHE DÉLIMITÉ PAR LES DEUX COURBES DEFINIES DANS LE TEXTE

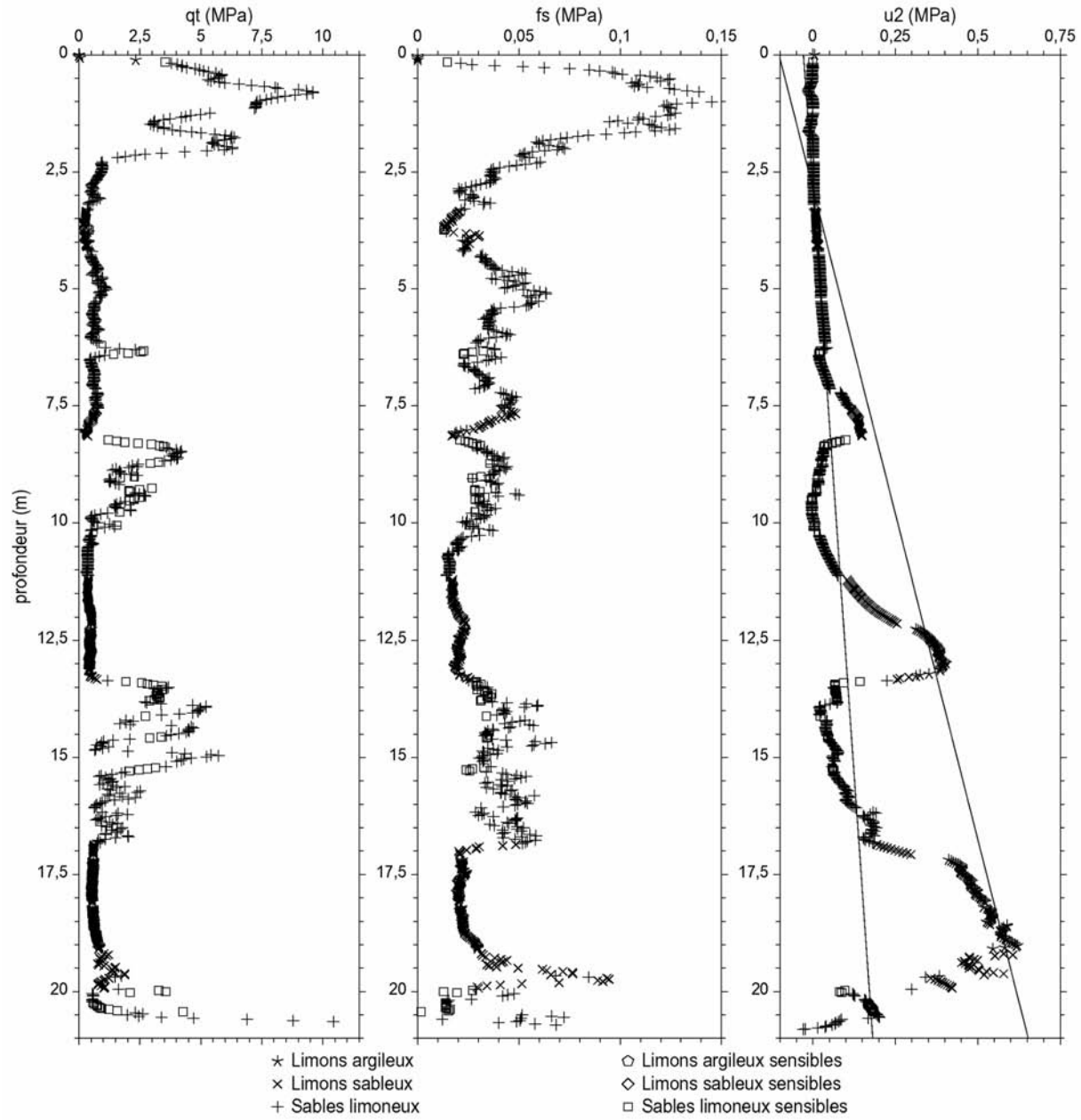


FIGURE 3 : CLASSIFICATION DES SOLS D'APRÈS LES DONNÉES DU PIÉZOCÔNE ET À L'ISSUE DES ÉTAPES 1 ET 2 DE LA MÉTHODE DE CLASSIFICATION PAR ANALOGIE À L'ESSAI TRIAXIAL

Classification à l'étape 1

Des variables équivalentes sont définies pour le piézocône par analogie aux variables p, p_T et q mesurées pendant l'essai triaxial, où p est la pression effective moyenne, p_T la pression totale moyenne et q le déviateur. La résistance du sol est définie dans le plan des contraintes effectives (p, q) par une droite de Coulomb de caractéristiques C_{qc} et M_c en compression (ordonnée à l'origine et pente) dont découlent les propriétés effectives c' et ϕ' (cohésion et angle de frottement) d'après les relations $\sin\phi' = 3M_c / (6+M_c)$ et $c' = C_{qc} (3-\sin\phi') / 6 \cos\phi'$.

Dans la méthode par analogie à l'essai triaxial, les variables équivalentes définies pour le piézocône sont p'_c, p_c et q_t, une pression moyenne effective équivalente p'_c, une pression moyenne totale équivalente p_c et la résistance de pointe q_t. Les résistances des sols mesurées au piézocône sont supposées s'exprimer au moyen des même droites de résistance dans le plan des contraintes effectives équivalentes (p'_c, q_t) et des contraintes totales équivalentes (p_c, q_t), comme indiqué sur le graphique de la figure 1.

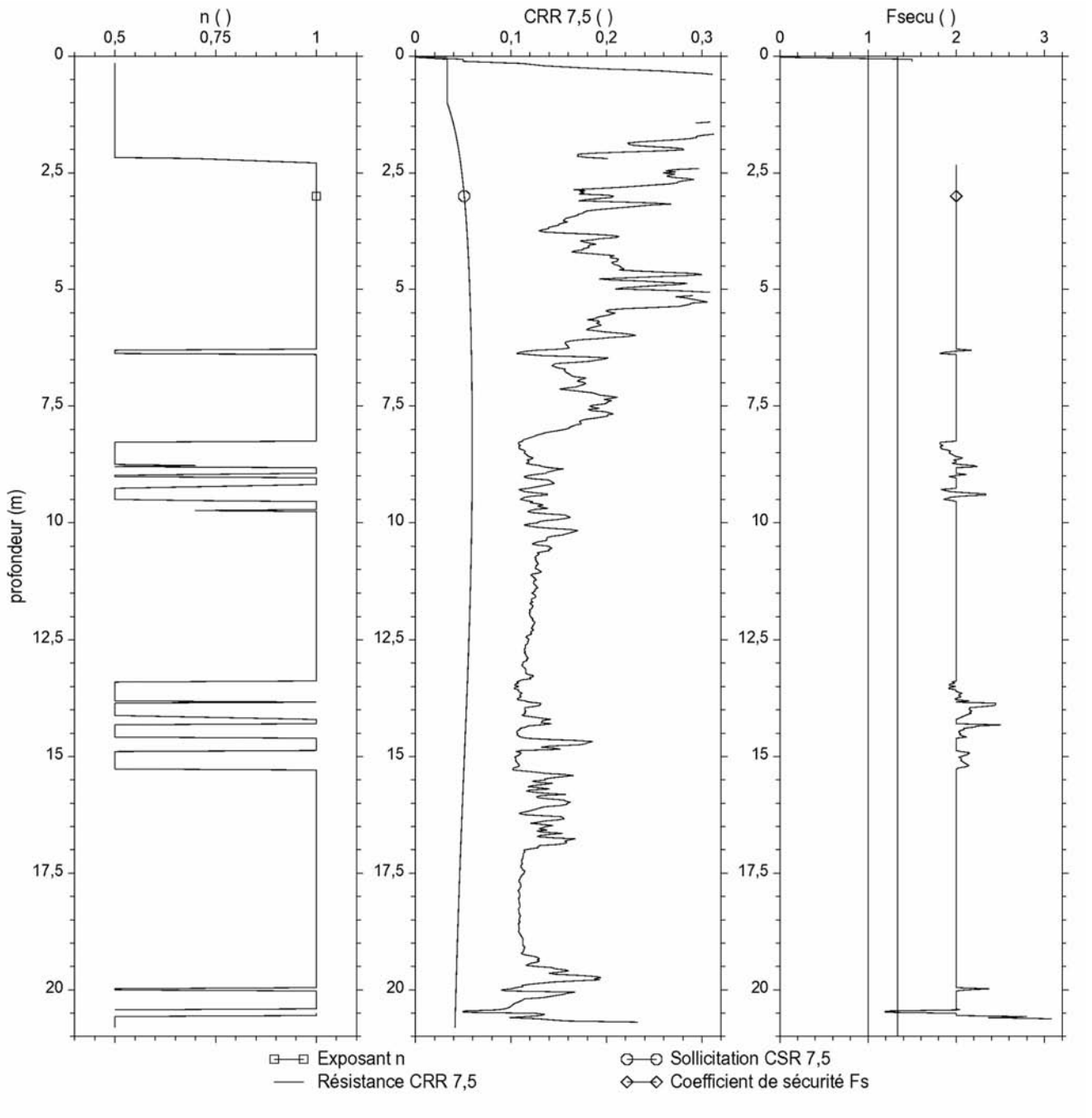


FIGURE 4 : APPLICATION DE LA MÉTHODE NCEER AUX DONNÉES DU PIÉZOCÔNE PRIS EN EXEMPLE

Dans cet exemple, la droite définie en "contraintes effectives" possède les caractéristiques $M_c = 1,5$ et $C_{qc} = 0$, soit $\phi' = 36,9$ ° et $c' = 0$ (trait épais). Les trois autres droites en traits fins représentent les résistances "consolidées non drainées" dont les propriétés ϕ_{cu} et c_{cu} sont indiquées dans le tableau 1 pour les "argiles et limons argileux", des "limons et limons sableux" et les "sables et sables limoneux" respectivement, c'est dire les trois familles de sols identifiées sur le site.

TABLEAU 1 : CARACTÉRISTIQUES DE RÉSISTANCES NON DRAINÉES DES SOLS

Sol	C_{qcu} (kPa)	M_{cu} ( )	c_{cu} (kPa)	ϕ_{cu} (°)
argiles, limons argileux	50	0,75	24	19,5
limons, limons sableux	70	1,10	33	25,4
sables, sables limoneux	100	1,50	50	36,9

Ainsi, dans le graphique (p'_c, q_t), la mesure de q_t permet de déterminer la contrainte moyenne effective équivalente p'_c générée par la pointe sur la droite effective (M_c, C_{qc}). La contrainte moyenne totale équivalente p_c s'obtient alors en ajoutant la mesure de u_2 dans la direction isotrope, ce qui donne les coordonnées (p_c, q_t) du point représentatif de l'état de contraintes équivalentes autour du cône. Parmi les trois droites définies en contraintes totales pour représenter les résistances des sols, la droite la plus proche de ce point permet de classer le sol.

L'exemple de la figure 1 présente le procédé de classification de trois mesures effectuées au piézocône dans un sondage (figurés pleins). Chaque mesure représente un faciès différent du site. Après classification, les figurés représentant les classes de sols sont reportés sur les diagrammes donnant q_t, f_s et u_2 en fonction de la profondeur, comme sur les figures 3 et 4, puis sur tous les autres diagrammes dérivés. Il apparaît clairement que les plus fortes pressions u_2 sont attribuées aux limons argileux, alors que les plus faibles pressions sont attribuées aux sables et sables limoneux.

Recherche de la sensibilité des sols à l'étape 2

Après cette première étape de classification des sols, l'étape 2 consiste à détecter les sols sensibles. Les sols sont considérés comme sensibles s'ils appartiennent au quart inférieur gauche du diagramme (lgf_s, lgq_E) délimité par les deux courbes d'équations (q_E et f_s en MPa) :

$$q_E = 2000\ f_s^{\,2} \qquad q_E = 2\ f_s^{\,-0,16}$$

Ces courbes sont indiquées sur le diagramme (f_s, q_E) de la figure 2, en échelles arithmétiques. Les sols sensibles sont symbolisés par des figurés en rapport avec les croix représentant les classes de sol identifiées à l'étape 1.

Exemple d'un sondage CPTu

L'exemple suivant concerne les données d'une campagne de sondages au piézocône et de sondages carottés, effectuée dans un site où sont édifiées des digues fluviales. Les caractéristiques de résistance des sols ont été mesurées au triaxial à partir des échantillons carottés. Les résistances effectives sont les mêmes que précédemment ($c' = 0$ et $\phi' = 36,9\ °$) pour les trois familles de sols, qui s'avèrent frottants. Le tableau 1 indique les résistances non drainées correspondantes. La classification des sols à l'issue des étapes 1 et 2 de la méthode par analogie à l'essai triaxial est représentée sur la figure 3. Des sols sableux sensibles apparaissent dans quelques niveaux, vers 6,3 m de profondeur, de 8 à 10 m, puis de 13,3 à 15,3 m.

D'après les six sondages au piézocône réalisés dans le site, les sols argileux représentent 9,4 % de l'ensemble des mesures, les sols limoneux 12,1 % et les sols sableux 78,5 %. Ces proportions sont à comparer aux proportions des trois familles de sols, d'après la description effectuée à l'issue des carottages dans le site, qui sont : sols argileux 16,8 %, sols limoneux 8,5 % et sols sableux 74,7 %, pour un linéaire effectif de 26,5 m de carottage. Une bonne correspondance apparaît ainsi entre les carottages et les sondages au piézocône interprétés en référence aux caractéristiques triaxiales mesurées au laboratoire sur les échantillons carottés.

Méthode NCEER

Présentation

Seed et Idriss [7] ont proposé une méthode, dite "méthode simplifiée", pour évaluer la résistance à la liquéfaction des sols non cohérents. Cette procédure s'est affirmée progressivement pour devenir un standard dans la pratique. Fondée sur des bases empiriques, elle a évolué au fil du temps. Deux états de l'art on marqué successivement l'évolution de la méthode aux USA, par le National Research Council (NRC) en 1985 (NCR, [2]), puis le National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) en 1996, puis en 1998 et en 2001 (Youd et al., [11]). L'objectif était d'obtenir à l'époque un consensus entre les experts internationaux sur les dernières avancées de la méthode simplifiée. Des recommandations ont été proposées, qui concernent en particulier des critères fondés sur l'utilisation du CPT (Cone Penetration Test).

Résumé de la méthode

La méthode simplifiée du NCEER (Youd al., [11]) permet de calculer la résistance au cisaillement cyclique des sols, à partir des mesures q_c et f_s de l'essai pénétrométrique CPT (Cone Penetration Test). La résistance est comparée ensuite à la contrainte de cisaillement moyenne cyclique apportée par le séisme et déduite de l'accélération maximale en surface. Le rapport entre ces deux contraintes constitue le coefficient de sécurité vis à vis du risque de liquéfaction. A résistance de pointe égale, la nature des sols (argileux, silteux, sableux) détermine directement le risque de liquéfaction. La méthode du NCEER en tient compte en introduisant un certain nombre de facteurs correctifs à la résistance de pointe. Ces facteurs correctifs sont tirés de la mesure du frottement latéral f_s. En pratique la résistance pénétrométrique est représentée par la résistance standardisée q_{c1Ncs}, qui est la résistance équivalente d'un sable propre, normalisée sous 100 kPa. Cette résistance est corrigée éventuellement pour tenir compte d'une "stratification" du sol et elle est corrigée aussi pour tenir compte de la présence d'éléments fins dans le sol (limons).

Cette dernière correction, dite "correction de fines", pondère la résistance du sol en fonction de sa teneur en éléments fins (teneur C_{74} en éléments de diamètres inférieurs à 74 µm, ou teneur FC). Cette correction s'obtient par itération, sur la base de l'abaque de Robertson [5] où la résistance de pointe normalisée Q est représentée en fonction du frottement unitaire normalisé F dans des échelles bi-logarithmiques ($Q = ((q_t - \sigma_{v0}) / P_a)\ (P_a / \sigma'_{v0})^n$ et $F = 100\ f_s / (q_t - \sigma_{v0})$), où P_a la pression atmosphérique comme pression de référence ($P_a = 101,325$ kPa), σ_{v0} la contrainte verticale totale, σ'_{v0} est la contrainte verticale effective en dessous du niveau z_w de la nappe, $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0$ et n un exposant dépendant de la nature du sol (sable, limon, argile). L'exposant n s'obtient par

itérations. La résistance du sol à la profondeur z considérée, CRR (Cyclic Résistance Ratio), est déduite de la résistance standardisée q_{c1Ncs}. Un facteur d'échelle de de magnitude est introduit pour calculer la résistance $CRR_{7,5}$ du sol sous la magnitude de référence de 7,5 (MSF Magnitude Scale Factor). Celle-ci est comparée alors à la contrainte de cisaillement sismique $CSR_{7,5}$ (Cyclic Stress Ratio) évaluée dans le sol à la profondeur z dans les conditions sismiques du site et d'après la méthode simplifiée de Seed et Idriss [7]. Le coefficient de sécurité $F_s = CRR_{7,5}/CSR_{7,5}$ est calculé ainsi en tous points de mesure du profil pénétrométrique.

Exemple d'un sondage CPTu

Les données de l'exemple de la figure 3 sont exploitées au moyen de la méthode NCEER. Les principaux résultats sont reproduits sous la forme de profils sur la figure 4. Le graphique de gauche montre l'évolution de l'exposant n avec la profondeur. Cet exposant vaut 0,5 et 0,7 sans les sols sableux et limoneux et 1 dans les sols argileux. La comparaison à la figure 3 montre que les passage de sols sableux sont bien détectés par les deux méthodes, en surface, vers 6,3 m de profondeur, de 8 à 10 m et de 13,3 à 15,3 m.

Le graphique du centre compare les résistances normalisées des sols $CRR_{7,5}$ aux sollicitations sismiques $CSR_{7,5}$. Ces dernières sont déduites des caractéristiques sismiques du site (accélération maximale en surface $a_{gS} = 1{,}26$ m/s^2, magnitude $M_w = 5{,}5$, facteur d'échelle de magnitude MSF = 2,5). Le graphique de droite montre le coefficient F_s en fonction de la profondeur. F_s est borné à 2 quand n = 1. Deux droites parallèles indiquent les niveaux de sécurité $F_s = 1$ et $F_s = 1{,}25$. Il apparaît que la sécurité vis à vis du risque de liquéfaction est assurée dans l'ensemble du profil, sauf en un point isolé vers 21 m de profondeur, non représentatif (impact en surface négligeable). Ainsi, le risque de liquéfaction peut être écarté dans les hypothèses de faible sismicité du site.

Conclusion

Une méthode d'évaluation de la sensibilité des sols au risque de liquéfaction à partir des données mesurées au piézocône a été proposée. Cette méthode procède en deux étapes : étape 1, classification des sols ; étape 2, identification des sols sensibles. L'exploitation des données fait référence aux résistances drainées et non drainées mesurées préalablement à l'appareil triaxial sur les échantillons intacts de sols prélevés sur site. La méthode proposée s'accorde aux méthodes en usage en matière de reconnaissances pénétrométriques, en comprenant une étape d'identification des sols, puis une étape de recherche des sols sensibles. Cette méthode cherche à tirer parti des essais triaxiaux pour interpréter les données pénétrométriques, ce qui suppose que les reconnaissances géotechniques prévoient à la fois la réalisation de sondages carottés et de sondages pénétrométriques, pour aboutir à une analyse dédiée du site. Elle ne vise pas à revêtir un caractère universel, en utilisant une classification unique des sols. La méthode NCEER a été appliquée ensuite aux données du sondage pénétrométrique, afin d'évaluer un coefficient de sécurité vis à vis du risque de liquéfaction des sols. Un résumé de la méthode est donné, puis la définition des variables utilisées. Il apparaît que le risque de liquéfaction peut être écarté dans les conditions et l'hypothèse de faible sismicité du site, y compris pour les sols identifiés comme sensibles par la première méthode. Cette méthode par analogie à l'essai triaxial semble donc assez discriminante pour localiser des sols sensibles le long des profils pénétrométriques, sols qui peuvent s'avérer non liquéfiables ensuite si les conditions de site sont propices.

Références

[1] Fellenius B.H., Elsami A. (2000) *Soil profile interpreted from CPTu data.* "Year 2000 Geotechnics", Geotech. Engng. Conf., Asian Institute of Technology, Bangkok, Thailand, 27-30 novembre 2000, 18 p.

[2] NRC (National Research Council, 1985) *Liquefaction of soils during earthquake.* National Academy Press, Washington, D.C.

[3] Parez L., Fauriel R. (1988) *Le piézocône. Améliorations apportées à la reconnaissance des sols.* Revue Française de Géotechnique, n° 44, pp. 13-27.

[4] Robertson P.K., Campanella R.G., Gillepsie D., Greig J. (1986) *Use of piezometer cone data.* Use on in situ tests in geotechnical engineering; Proc ASCE Speciality Conference In Situ '86, Blacksburg, pp. 1263-1280.

[5] Robertson P.K. (1990) *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotech. J., vol. 27, n° 1, pp. 151-158.

[6] Schneider J.A., Randolph M.F., Mayne P.W., Ramsay N.R. (2008) *Analysis of factors influencing soil classification using normalised piezocone tip resistance and pore pressure parameters.* J. Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 134, n° 11, pp. 1569-1586.

[7] Seed H.B., Idriss I.M (1971) *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential.* J. Geotech. Engrg., ASCE, vol. 97, n° 9, 1249-1273.

[8] Senneset K., Jambu N., Svano G. (1982) *Strength and deformation from cone penetration tests.* Proc. 2nd Euro. Symp. on Penetration Testing, ESOPT-2, Amsterdam, vol. 2, pp. 863-870.

[9] Senneset K., Jambu N. (1984). *Shear strength parameters obtained from static cone penetration tests.* Proc. on Strength Testing on Marine Sediments. Laboratory and In-situ Measurements. ASTM Special Technical Publication 883, Symp. San Diego, pp. 41-54.

[10] Serratrice J.F. Identification des sols argileux, limoneux et sableux du plateau deltaïque du Var à partir de sondages au piézocône, Soumis au Bulletin des Laboratoire des Ponts et Chaussées.

[11] Youd T.L. *et al.* (2001) Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 127, n° 10, pp. 817-833. J. Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 129, n° 3, pp. 283-286.

Mots-Clés

Piézocône, sable, liquéfaction, essai triaxial, classification

Essais de laboratoire et résistance à la liquéfaction dans un site sableux supportant des digues

Laboratory tests and liquefaction resistance in sandy soils under levees

J.F. Serratrice[1], D. Criado[2]

[1] CETE Méditerranée, Aix en Provence, jean-francois.serratrice@developpement-durable.gouv.fr
[2] DREAL Paca, Marseille, david.criado@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La communication présente les résultats d'un programme d'essais de laboratoire qui a été effectué sur des sols prélevés dans leur état naturel et dans un site où sont édifiées des digues anciennes. Les sols sont hétérogènes et sont constitués par des argiles, des limons et des sables. Le programme d'essais a été plus spécialement orienté vers l'étude des sables avec des essais d'identification et des essais mécaniques. Parmi les essais d'identification figurent des mesures des caractéristiques d'état, des analyses granulométriques et sédimentométriques, des essais au bleu de méthylène, des densités min et max. Les essais mécaniques comptent des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) à chargements monotones ou cycliques. Les tests de sensibilité des sols à la liquéfaction ont été effectués à partir des résultats des essais d'identification et à partir des résistances cycliques. Malgré la prise en compte de critères plutôt conservatifs pour interpréter les essais, il apparaît que les résistances cycliques mesurées sur les échantillons de sols prélevés sur site dépassent la contrainte de cisaillement calculée à partir des règles de l'Eurocode 8 partie V et du zonage sismique national (zone de faible sismicité).

Abstract

The communication presents the results of laboratory tests performed on undisturbed soils sampled under old levees. The soils are heterogeneous and consist of clays, silts and sands. The test program concern only sandy soils. This program includes identification tests and mechanical tests. Identification tests include measures of state characteristics of soils, grading analyses, blue methylene tests and measures of relative densitiy of sands. The mechanical tests consist in drained triaxial tests (CD) and undrained triaxial tests (CU) with continuous loading or cyclic loading. Soils liquefaction sensitivity was estimated both from the results of identification tests and from cyclic resistances measured by triaxial testing. In spite of use of conservative limit to interpret the tests, cyclic resistance of sands exceed the seismic shear stresses estimated from Eurocode and national design ground motion (low seismicity area).

Introduction

Une campagne de reconnaissance géotechnique a été effectuée sur des sols prélevés dans le sol de fondation de digues anciennes. Les alluvions quaternaires sont hétérogènes et sont représentés par des argiles, des limons et des sables. Ils ont été prélevés par carottage continu sous gaine entre 5 et 12 m de profondeur. Au laboratoire et dans le cadre d'un programme de recherche, ces échantillons intacts ont fait l'objet d'essais d'identification et d'essais mécaniques.
Parmi les essais d'identification figurent des mesures des caractéristiques d'état, des analyses granulométriques et sédimentométriques, des essais au bleu de méthylène, des mesures de densités min et max. Les essais mécaniques comptent des essais triaxiaux drainés (CD) et non drainés (CU) à chargements monotones ou cycliques. Les tests de sensibilité des sols à la liquéfaction ont été effectués à partir des résultats des essais d'identification et à partir des résistances cycliques mesurées à l'appareil triaxial.
La communication présente les principaux résultats des essais de laboratoire et l'exploitation qui en est faite pour évaluer d'une part la sensibilité des sols à la liquéfaction, puis quantifier d'autre part le risque de liquéfaction sur la base des sollicitations sismiques réglementaires issues du zonage sismique national.

Essais d'identification des sols

Description des sols

Les sols carottés dans le site sont décrits comme des limons, des limons sableux ou des limons argileux, des argiles homogènes ou parfois litées, des sables très fins à moyens limoneux ou argileux et plus rarement des sables propres. La variabilité verticale des sols est grande, avec des tronçons "homogènes" d'épaisseurs décimétriques le plus souvent, mais parfois centimétriques ou millimétriques en présence de lits sableux ou argileux. Des traces de matières organiques apparaissent localement, à proximité de la surface.
Les sols ont été classés en trois familles. Le tableau 1 indique les proportions de ces matériaux dans les échantillons carottés, dont la somme des longueurs représente 80 % de la longueur des sondages. Les sols sont en majorité sableux.

Caractéristiques d'état des sols

Les caractéristiques d'état des sols sont mesurées sur les éprouvettes d'essais, qui ont été découpées au cœur des échantillons carottés, ou sur des fragments des échantillons Le poids volumique γ et le poids volumique sec γ_d sont calculés avec $g = 9{,}81$ m/s^2. L'indice des vides e et le degré de saturation S_r sont calculés avec un poids volumique solide $\gamma_s = 26{,}5$ kN/m^3 (soit une masse volumique solide $\rho_s = 2{,}70$ g/cm^3). Le tableau 2 donne les valeurs minimales et maximales (min et max), les moyennes (moy), les coefficients de variation (cva, rapport de la moyenne sur l'écart type) de ces caractéristiques pour l'ensemble des mesures dans les trois familles de sols ainsi que le nombre n d'essais réalisés (au total, 200 mesures des teneurs en eau et 118 mesures des densités). Le tableau 3 donne les moyennes des caractéristiques d'état, d'après le tableau 2.

TABLEAU 1 : FAMILLES DE SOLS ET PROPORTIONS

Sols	Proportions (%)
limons	8
argiles	16
sables, sables limoneux	71
pertes	5

Les sols sont hétérogènes, comme le montrent les coefficients de variations du tableau 2. Les échantillons ne sont pas saturés. C'est le cas des sables notamment, qui se désaturent après l'extraction des échantillons carottés à partir du massif, puis après l'ouverture des conteneurs au laboratoire. Les limons sont plus denses que les argiles. Les sables sont plus lâches en moyenne.

TABLEAU 2 : MOYENNES DES CARACTÉRISTIQUES D'ÉTAT

Teneurs en eau (en %)					
Sol	n	min	max	moy	cva
limons	25	17,7	30,3	20,3	0,16
argiles	69	19,7	37,3	27,1	0,12
sables	106	1,5	34,8	17,9	0,55
Poids volumiques (en kN/m^3)					
sol	n	min	max	moy	cva
limons	15	16,7	20,0	18,3	0,064
argiles	37	15,9	19,9	18,2	0,050
sables	66	13,1	21,1	16,6	0,110

TABLEAU 3 : ÉTATS INITIAUX DES TROIS FAMILLES DE SOLS

Sol	w (%)	γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	e ( )	S_r (%)
limons	20	18,3	15,2	0,74	74
argiles	27	18,2	14,3	0,85	86
sables	18	16,6	14,1	0,88	55

Propriétés physiques des sols

Dix-huit analyses granulométriques ont été réalisées. Trois de ces analyses concernent les sols sableux et ont été réalisées par tamisage jusqu'à 200 µm ou 80 µm et par diffraction laser ensuite. Les autres analyses ont été effectuées sur les sols fins par diffraction laser et après échantillonnage direct dans les échantillons carottés.

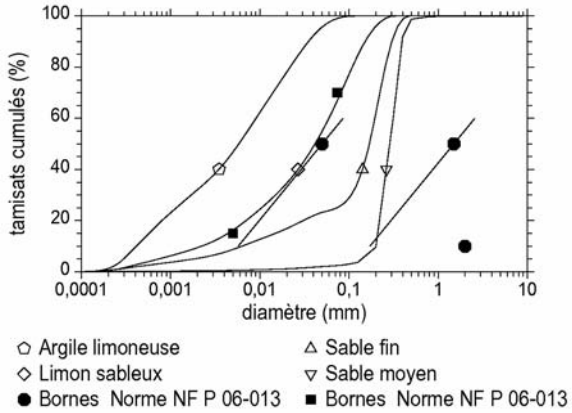


FIGURE 1 : EXEMPLES DE COURBES GRANULOMÉTRIQUES

Dans la suite, les termes $C_{2\,\mu m}$, $C_{20\,\mu m}$ et $C_{80\,\mu m}$ désignent les teneurs en particules de diamètres inférieurs à 2, 20 et 80 µm respectivement. Les termes d_{15}, d_{50} et d_{70} désignent les diamètres des grains en proportions inférieures à 15, 50 et 70 %. Ces propriétés sont dispersées, en relation avec la nature des sols. Les teneurs $C_{2\,\mu m}$ par exemple, sont comprises entre 0,3 et 40 % et les diamètres médians d_{50} entre 3 et 360 µm. Les coefficients d'uniformité C_U sont supérieurs à 15 pour la plupart des sols, sauf pour trois échantillons de sables et deux échantillons limoneux ou finement sableux. Quatre courbes granulométriques sont données à titre d'exemple sur la figure 1. Il s'agit d'une argile, d'un limon, d'un sable limoneux et d'un sable propre.

Les limites de consistance ont été mesurées au cône sur des échantillons limoneux ou argileux. Là aussi les dispersions sont fortes, avec des limites de liquidité w_L comprises entre 26 et 39 et des indices de plasticité I_p compris entre 6 et 16. Les sols fins se classent essentiellement en argiles peu plastiques (Ap) et en limons peu plastiques (Lp) d'après la classification USCS-LCPC (Unified Soil Classification System – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Un essai au bleu de méthylène a été réalisé sur un échantillon d'argile. La valeur mesurée $V_B = 0,9$ g/100 g s'accorde avec les autres propriétés du sol ($w_L = 31$, $I_p = 11$, $C_{2\,\mu m} = 27$ %).
Enfin, un échantillon sablo-limoneux a fait l'objet d'une mesure de l'indice de densité relative I_D. Dans son état naturel, le sol possède un indice des vides moyen $e_0 = 1,016$ (4 mesures). Avec un indice des vides min $e_{min} = 0,74$ et un indice des vides max $e_{max} = 1,28$, l'indice de densité I_D obtenu est de 48 %, ce qui classe le sol dans un état moyennement dense.

Susceptibilité des sols à la liquéfaction

Le tableau 4 compare les caractéristiques physiques de trois sols aux critères de la norme NF P 06-013 ("Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92.", AFNOR, Décembre 1995 [1]), en distinguant les critères dédiés aux sols sableux (s) et les critères dédiés aux sols argileux (a). Les critères d'exemption du risque sont notés (x). La contrainte verticale effective σ'_v est estimée à 100 kPa dans les critères (s). Les sols sont supposés saturés. Les nombres écrits en gras sont ceux qui répondent aux critères.

TABLEAU 4 : CRITÈRES D'IDENTIFICATION DES SOLS

Sol	y	Données	Résultat
limon	s	**S_r = 100 %** $C_U = 27 > 15$ $d_{50} = 42 < 50$ µm **σ'_v = < 100 kPa**	non suspect
	x	**d_{70} = 81 > 74 µm** $I_p = 13 > 10$	non exempt de risque
argile	a	$d_{15} = 0,49 < 5$ µm **w_L = 34 < 35** w = 28% < 31 % **I_p = 13 > 10,2**	non suspect
	x	**d_{70} = 7,9 < 74 µm** **et** **I_p = 12 > 10**	exempt de risque
sable	s	**S_r = 100 %** **C_U = 1,5 < 15** **d_{50} = 295 > 50 µm** **σ'_v = < 100 kPa**	suspect
	x	**d_{70} = 332 > 74 µm** **(I_p < 10)**	non exempt de risque

Les sols limoneux apparaissent comme non suspect vis à vis du risque de liquéfaction, sans pour autant répondre aux critères d'exclusion. Les critères utilisés ici et préconisés dans la norme NF P 06-013 sont dénommés aussi "critères chinois" dans la littérature internationale. Il faut noter que la validité de ce type de critères, pour écarter la susceptibilité des sols au risque de liquéfaction, ne recueille pas l'unanimité dans la communauté scientifique (Boulanger et Idriss, [6]). Toutefois, d'après les propositions de ces auteurs, les argiles et les limons du tableau 4 sont des sols de type "argile" (clay-like), contrairement aux sables (sand-like). Les critères du tableau 4 ne sont pas repris dans les Eurocodes (NF EN 1998-5, AFNOR, [3]). Le recours à des essais mécaniques au laboratoire ou des essais in-situ s'avère indispensable pour consolider l'analyse du risque de liquéfaction.

Données sismiques du site

Données sismiques

Le site étudié est localisé dans une zone de faible sismicité selon le zonage sismique national prescrit par l'article R. 563-4 du code de l'environnement et son annexe (qui concerne les ouvrages à risque normal et n'est pas directement transposable aux digues). Le II de l'article 4 de l'arrêté ministériel du 22 octobre 2010, relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de classe dite "à risque normal", indique que l'analyse de la liquéfaction n'est pas requise dans les zones de sismicité 1 et 2 (zones de "très faible" et "faible" sismicité). Aucun arrêté ministériel ne prescrit pour l'heure de règles concernant la prise en compte du risque de liquéfaction pour les digues. L'analyse est donc conduite ici sur la base des règles de l'arrêté ministériel du 22 octobre 2010 en considérant les hypothèses suivantes :

1) Le site étant situé en zone de faible sismicité, l'accélération maximale de référence au niveau d'un sol de type rocheux, $a_{gr,}$ est $a_{gr} = 0,70$ m/s^2.

2) La catégorie d'importance de l'ouvrage est égale à III. Le coefficient d'importance est $\gamma_I = 1,2$. L'accélération horizontale de calcul au niveau d'un sol de type rocheux a_g est $a_g = \gamma_I\, a_{gr} = 1,2 \times 0,70 = 0,84$ m/s^2.

3) En considérant une classe de sol C pour les sols de fondations (norme NF EN 1998-1, AFNOR, [2]), le paramètre de sol S vaut 1,5. L'accélération maximale au niveau du sol tenant compte des effets de site a_{gS} $a_{gS} = S\, a_g = 1,5 \times 0,84 = 1,26$ m/s^2. Pour conduire l'analyse de risque, il convient de compléter ces conditions par une hypothèse concernant la magnitude conventionnelle à adopter M, qui n'est pas précisée pour une zone de sismicité 2 et qui est égale à M = 5,5 dans les zones de sismicité 3 (sismicité modérée). Une autre hypothèse à formuler concerne le nombre de cycles équivalents. La norme NF P 06-013 indique le nombre de cycles équivalents N_{eq} en fonction de la magnitude conventionnelle, pour des magnitudes supérieures à 6 ($N_{eq} = 5$ pour M = 6). Le nombre de cycles équivalents N_{eq} a donc été évalué par extrapolation ici, soit $N_{eq} = 3$.

Sollicitations

Les sollicitations reproduites en laboratoire dans les essais triaxiaux cycliques sont définies en regard des conditions de site. La contrainte de cisaillement sismique dans le sol naturel est calculée dans l'Eurocode 8 partie V au moyen de la formule suivante $\tau_{sis} = 0{,}65\ (a_{gS} / g)\ \sigma_v$ où a_{gS} est l'accélération maximale en surface, g l'accélération de la pesanteur (9,81 m/s^2), σ_v la contrainte verticale totale.

La contrainte verticale totale et la contrainte verticale effective à la profondeur z dans le sol sont données respectivement par $\sigma_v = \gamma\, z$, et $\sigma'_v = \sigma_v - u$, $u = \gamma_w\ (z - z_w)$ où z est la profondeur dans le massif de sol, z_w la profondeur de la nappe, γ le poids volumique du sol, γ_w poids volumique de l'eau. La contrainte horizontale totale et la contrainte verticale effective sont respectivement données par $\sigma_h = \sigma'_h + u$ et $\sigma'_h = K_0\ \sigma'_v$ où K_0 coefficient des terres au repos. Les paramètres suivants ont été retenus $\gamma = 18{,}7$ kN/m^3, $\gamma_w = 10$ kN/m^3, $K_0 = 0{,}5$ (forfaitairement pour ce dernier).

La contrainte de cisaillement sismique τ_{sis} calculée dans ces conditions est donnée dans le tableau 5, à $z = 3{,}5$ m de profondeur dans le massif de sol où le toit de la nappe est à la profondeur $z_w = 1$ m. Ainsi, $a_{gS}/g = 0{,}126$ et $\tau_{sis}/\sigma'_v = 0{,}125$.

TABLEAU 5 : SOLLICITATIONS SISMIQUES DU SITE

z (m)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	u (kPa)	τ_{sis} (kPa)
3,5	65	40	20	25	5

Essais triaxiaux à chargement monotone

Exemples d'essais

Des essais triaxiaux monotones CD (éprouvettes consolidées puis cisaillées en condition drainée, en compression, avec mesure de la variation de volume) et CU (éprouvettes consolidées puis cisaillées en condition non drainée, en compression, avec mesure de la pression interstitielle) ont été effectués sur les différents sols. Les éprouvettes triaxiales sont découpées manuellement au touret, puis elles sont saturées sous contre-pression jusqu'à obtenir un coefficient $B > 0{,}95$. Elles sont consolidées alors sous la pression effective isotrope p_c. Les phases de cisaillement sont exprimées au travers des courbes contrainte-déformation (ε_a, q) et (ε_a, u) et des chemins des contraintes effectives (p, q), avec ε_a la déformation axiale, $p = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3$ la pression effective moyenne, $q = \sigma'_a - \sigma'_r$ le déviateur, σ'_a et σ'_r les contraintes effectives axiale et radiale et u la pression interstitielle. Ils sont suivis par une phase d'écrouissage typique des sables dilatants, consécutif d'une longue remontée de l'enveloppe de rupture, avant d'atteindre le palier de résistance ultime. Le sable est contractant au début du cisaillement ($\Delta u > 0$), puis franchement dilatant ensuite ($\Delta u < 0$), pour $\varepsilon_a > 1{,}5$ %. Les caractéristiques de résistance du sable sont, en contraintes effectives, une cohésion nulle $c' = 0$ et un angle de frottement $\phi' = 36{,}7$ °.

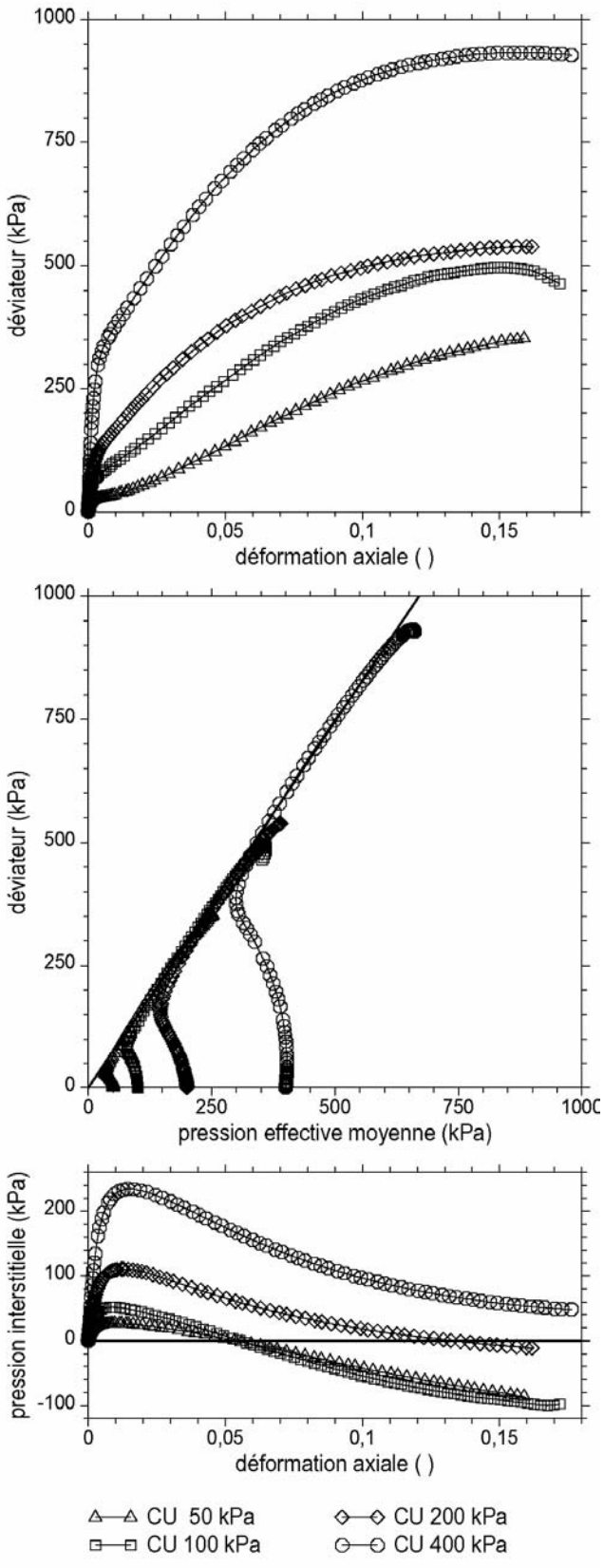


FIGURE 2 : ESSAIS TRIAXIAUX MONOTONES CU

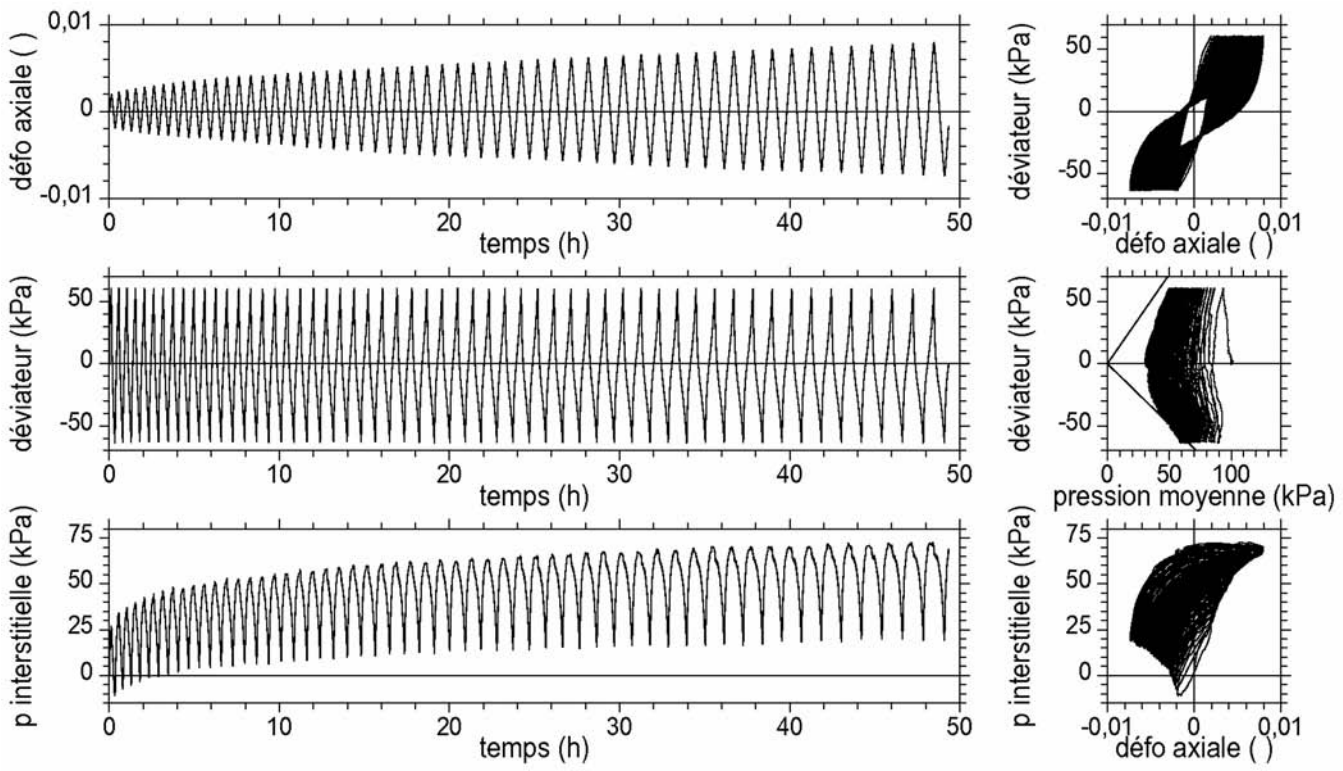


FIGURE 3 : ESSAI TRIAXIAL CYCLIQUE CU SUR UNE ARGILE

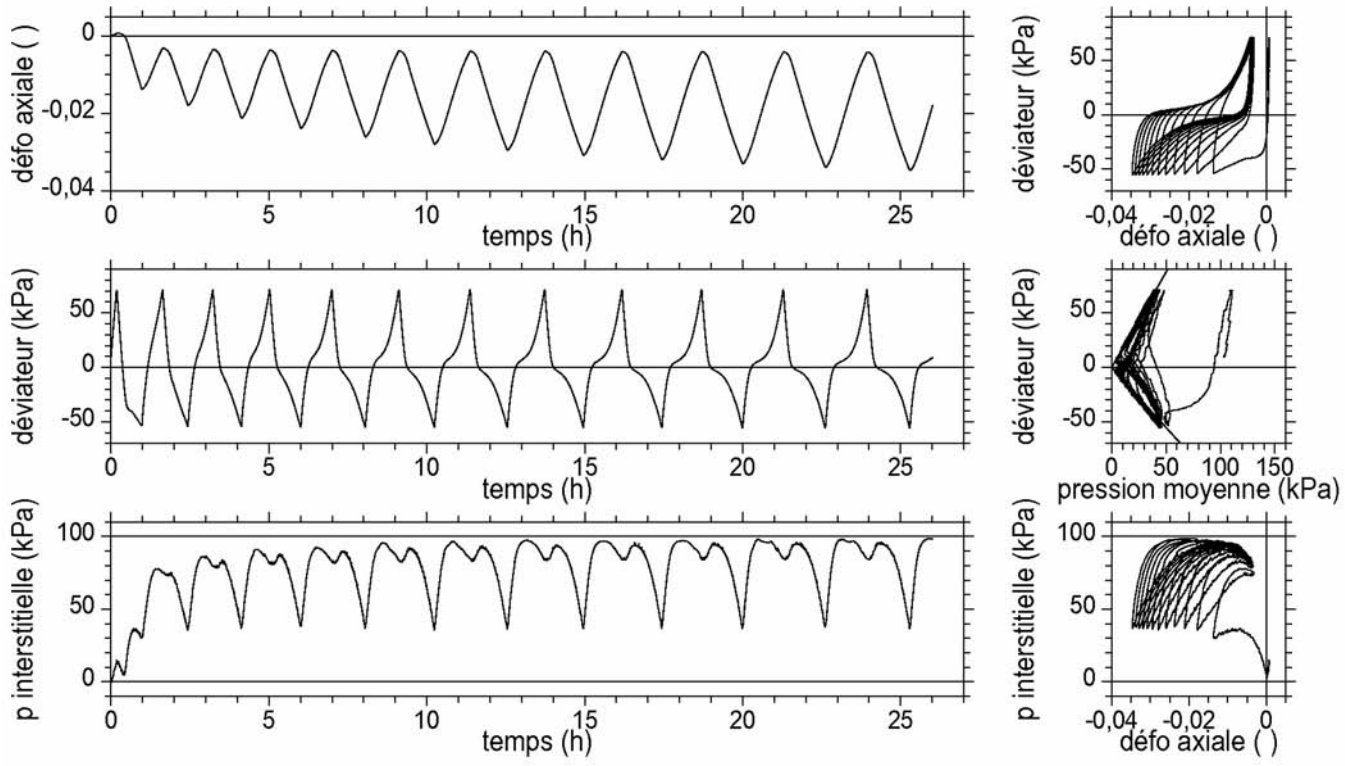


FIGURE 4 : ESSAI TRIAXIAL CYCLIQUE CU SUR UN SABLE DANS SON ETAT NATUREL

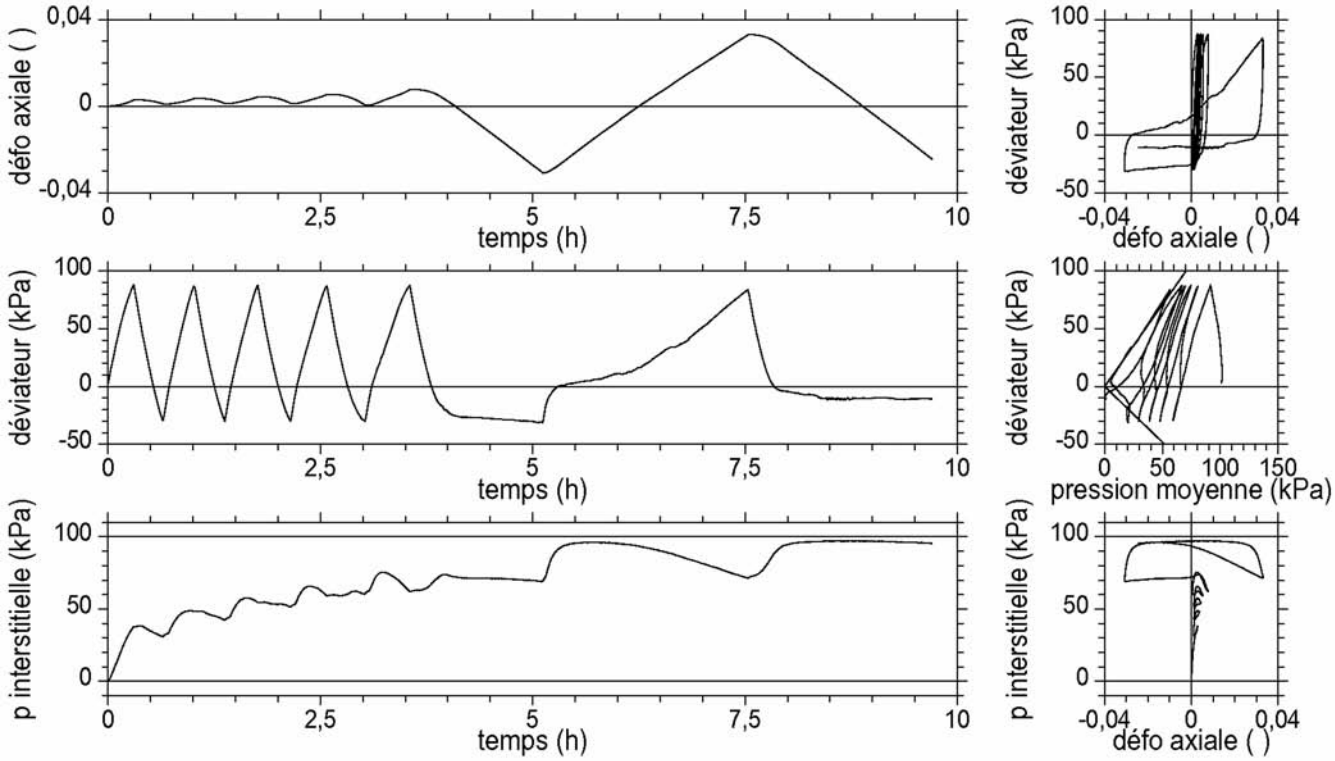


FIGURE 5 : ESSAI TRIAXIAL CYCLIQUE CU SUR UN SABLE RECONSTITUÉ

Les résistances non drainées c_{cu} et ϕ_{cu} sont déterminées dans le plan des contraintes totales (p_T, q_T). Ici, c_{cu} = 31 kPa et ϕ_{cu} = 25,4 °. Les caractéristiques $tg(\alpha_{cu})$ et $c_{\alpha cu}$ sont déterminées dans le plan (p_c, q_T) et l'accroissement de c_u avec la pression effective p_c est donné par $q_T = 2\ c_u = tg(\alpha_{cu})\ p_c + c_{\alpha cu}$, avec $tg(\alpha_{cu})$ = 1,38 et $c_{\alpha cu}$ = 119 kPa.

Ensemble des essais

L'ensemble des essais triaxiaux monotones montre une forte dispersion des propriétés mécaniques. Les modules E_u croissent en fonction de la racine de p_c et sont compris dans l'intervalle [5,2 ($p_c^{0,5}$), 11,0 ($p_c^{0,5}$) + 25,5] où p_c est exprimée en kPa et E_u en MPa. Les résistances en contraintes effectives sont caractérisées par une cohésion nulle c' = 0 et des angles de frottement ϕ' compris dans l'intervalle [32,3 °, 41,5 °], soit ϕ' = 36,9 ° en moyenne, qui confirme le caractère frottant de l'ensemble des sols testés. Les résistances non drainées sont telles que $4 < c_{cu} < 57$ kPa, $13 < \phi_{cu} < 48$ °, $50 < c_{\alpha cu} < 200$ kPa et $0{,}75 < tg(\alpha_{cu}) < 3{,}0$ avec une moyenne $c_{\alpha cu}$ = 100 kPa et $tg(\alpha_{cu})$ = 1,5. La dispersion est forte et les résistances sont élevées, typiques de matériaux sableux.

Essais triaxiaux cycliques

Présentation

Les éprouvettes triaxiales sont préparées comme indiqué ci avant. Elles sont saturées puis consolidées sous la pression effective isotrope p_c. Les éprouvettes de sable reconstitué sont préparées par damage humide.

Les chargements cycliques CU ont été mis en œuvre en mode EV où les cycles sont contrôlés en effort axial F et en vitesse de déplacement axial v. Pendant la séquence de cycles, l'effort axial F varie entre deux bornes. L'amplitude ΔF est déduite de l'amplitude Δq du déviateur cyclique à imposer. Cette amplitude Δq est liée à la contrainte de cisaillement sismique du site τ_{sis} par $\Delta q = (2\ p_c / \sigma'_v)\ \tau_{sis}$ où p_c est la pression moyenne effective de consolidation isotrope qui est égale à σ'_h ($p_c = \sigma'_h$), soit $\Delta q / 2\ p_c = \tau_{sis} / \sigma'_v$ (K_0 = 0,5). Le déviateur est alterné au cours du temps (q alternativement positif et négatif), afin que l'amplitude Δq reste inférieure au déviateur moyen q_{moy}, $\Delta q < |q_{moy}|$.

Ce mode de chargement lent est adapté à l'étude des sols argileux et limoneux, pour lesquels, dans un souci d'amélioration de la qualité des essais cycliques, il est recommandé de mettre en œuvre des faibles vitesses de chargement v. Le critère de liquéfaction est défini par une

déformation axiale simple amplitude $\varepsilon_{ay\,SA}$ de 2,5 % en compression ou en extension (voir plus bas).

Exemples d'essais

Trois exemples d'essais sont présentés sur les figures 3, 4 et 5, qui concernent respectivement une argile et deux sables. Les deux premières éprouvettes sont testées dans leur état naturel, la troisième est reconstituée.

Les courbes présentées montrent respectivement la déformation axiale mesurée en fonction du temps (t, ε_a), le déviateur (dont les bornes sont imposées) en fonction du temps (t, q) et la pression interstitielle mesurée en fonction du temps (t, u). Les autres graphiques sont analogues à la présentation des essais triaxiaux monotones, avec les courbes (ε_a, q), (p, q) et (ε_a, u). Les éprouvettes sont consolidées sous la pression isotrope p_c = 100 kPa. Les cycles en mode EV sont effectués à la même vitesse v = 0,05 mm/min.

TABLEAU 6 : CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS CYCLIQUES

Sol	$\Delta q / 2\ p_c$ ( )	N_y ( )	E_u (MPa)	$N_{2,5\,\%}$ (°)
argile	0,31	55	87	-
sable	0,27	12	171	5
sable reconstitué	0,15	6	71	6

Le tableau 6 indique les conditions d'essai (rapport $\Delta q / 2\ p_c$, le nombre de cycles appliqué durant l'essai N_y) et les principaux résultats (E_u module d'Young de premier chargement, $N_{2,5\,\%}$ nombre de cycles pour atteindre le critère de liquéfaction en déformation).

Concernant l'argile, et bien que la sollicitation $\Delta q / 2\ p_c$ soit très forte (0,31), il apparaît une lente progression de la déformation axiale et de la pression interstitielle (55 cycles effectués en près de 55 heures, soit une période moyenne de 60 min environ. Cette réponse est typique du comportement des argiles et des sols limoneux. Le chemin des contraintes effectives (p, q) atteint lentement les enveloppes de rupture de compression et d'extension (droites de caractéristiques c' = 0, ϕ' = 35,5 °), sans converger vers l'origine du plan. Le critère de liquéfaction n'est pas atteint.

Au contraire, le sable testé dans son état naturel montre un saut de déformation important en extension au premier cycle, puis un mécanisme de mobilité cyclique qui se traduit par une accumulation lente de la déformation axiale en extension et un chemin des contraintes effectives (p, q) "en ailes de papillon" qui s'enroule autour des droites de rupture de compression et d'extension (droites de caractéristiques c' = 0, ϕ' = 42,6 °). Le critère $\varepsilon_{ay\,SA}$ = 2,5 % est atteint au cycle $N_{2,5\,\%}$ = 5.

Le sable reconstitué atteint le critère en six cycles ($N_{2,5\,\%}$ = 6), malgré le faible niveau de sollicitation $\Delta q / 2\ p_c$ = 0,15 (supérieure tout de même à la sollicitation évaluée sur le site et égale à 0,125) et malgré la dissymétrie des cycles (l'amplitude Δq est égale à la borne inférieure du déviateur q_{min} du côté des extensions, $\Delta q = |q_{min}|$). La réponse est typique des sables reconstitués, avec un passage brutal en grande déformation quand le critère est atteint.

Ces trois exemples donnent une illustration des comportements cycliques des trois matériaux testés. Les ruptures se produisent en extension dans les trois cas. Dans ce mode de pilotage EV, le période des cycles dépend du module d'Young du sol et des déformations plastiques accumulées. Ainsi, dans les exemples présentés, les périodes des cycles augmentent en passant de l'argile (plus raide), au sable, puis au sable reconstitué (plus mou) et, pour chaque sol, elles augmentent au cours des cycles.

Résistances cycliques

Présentation

Le critère adopté pour caractériser la résistance cyclique non drainée du sol consiste à déterminer le numéro du cycle $N_{y\,SA}$ qui marque l'apparition d'une déformation axiale d'un niveau donné, ici $\varepsilon_{ay\,SA}$ = -2,5 % en extension. D'autres niveaux pourraient être adoptés en pratique, d'amplitudes plus grandes, si bien que le critère adopté $|\varepsilon_{ay\,SA}|$ = 2,5 % est conservatif.

Le nombre de cycles $N_{2,5\,\%}$ ainsi obtenu au cours de la séquence de cycles considérée est associé à l'amplitude Δq, puis au rapport de résistance cyclique $\Delta q / 2\ p_c = \tau_{sis} / \sigma'_v$. Après plusieurs essais réalisés sous différentes amplitudes cycliques Δq et une pression de consolidation p_c identique, la résistance cyclique du sol est évaluée d'après la courbe ($\lg N_{2,5\,\%}$, $\Delta q / 2\ p_c$) pour un nombre de cycles égal au nombre de cycles équivalents N_{eq}.

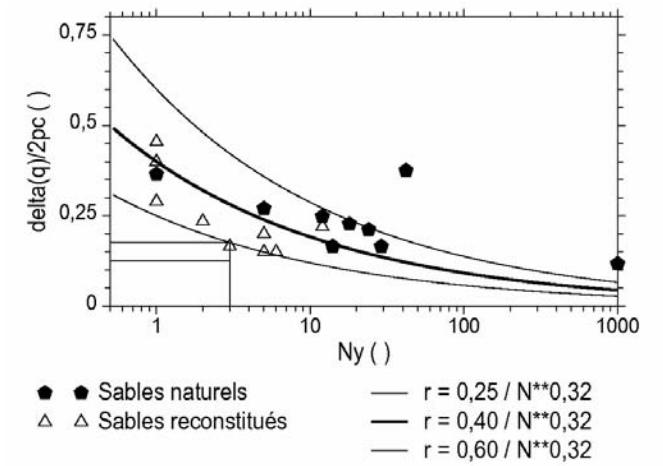


FIGURE 6 : RÉSISTANCES CYCLIQUES NON DRAINÉES

Les résistances cycliques mesurées pendant les différents essais cycliques réalisés sur les sols sableux sont reportées sur le graphique ($N_{2,5\,\%}$, $\Delta q/2p_c$) de la figure 6 en échelles semi-logarithmiques et en séparant les sables testés dans leur état naturel et les sables reconstitués. La dispersion est

grande. Les sables testés dans leur état naturel sont plus résistants que les sables reconstitués.

Résultats des essais triaxiaux cycliques

Trois courbes ont été ajustées sur les données pour décrire et encadrer les résistances cycliques des sols. Leur expression prend la forme d'une loi puissance $\Delta q/2p_c = a\ N^b$, avec des paramètres $b = -0,32$ communs aux trois courbes. Les paramètres a sont indiqués dans le tableau 7.

TABLEAU 7 : RÉSULTATS DES ESSAIS CYCLIQUES

Courbe	a ( )	$\Delta q/2p_c$ [(1)] ( )	F_s [(1)] ( )
1	0,25	0,17	1,40
2	0,40	0,28	2,25
3	0,60	0,42	3,37

[(1)] pour trois cycles équivalents

Partant du rapport $\tau_{sis}/\sigma'_v = 0,125$ qui représente la sollicitation sismique du site, le coefficient de sécurité $F_S = (\Delta q/2p_c) / (\tau_{sis}/\sigma'_v)$ est donné dans la dernière colonne du tableau 7. Les couples ($N_{eq} = 3$, $\tau_{sis}/\sigma'_v = 0,125$) et ($N_{2,5\,\%}$, $\Delta q/2p_c$) sont indiqués sur le graphique de la figure 6 pour la courbe qui représente la résistance des sables reconstitués (courbe représentant la borne inférieure des données). Le coefficient de sécurité est $F_S = 0,176 / 0,125 = 1,40$ dans ce cas. Ce coefficient étant supérieur au coefficient de 1,25 préconisé par l'Eurocode 8 partie V, les sols ne sont pas considérés comme liquéfiables dans les conditions sismiques du site et sur la base de ces résultats d'essais.

Conclusion

Les sols prélevés dans le site présentent une grande variété de faciès, argileux, limoneux et sableux. Leurs propriétés physiques sont dispersées. Les sables, qui sont présents en large majorité, présentent aussi une grande variété de faciès, fins à moyens, plus ou moins limoneux et argileux. Les critères de liquéfaction de la norme NF P 06-013 (AFNOR, [1]), fondés sur les propriétés granulométriques des sols, montrent que seuls les sables apparaissent comme susceptible vis à vis du risque de liquéfaction, les sols limoneux et argileux apparaissant comme exempt de risque d'après ces mêmes critères.

Les essais triaxiaux monotones CU montrent des résistances fortes à mettre en relation avec la présence d'éléments sableux et limoneux y-compris dans les sols les plus fins. Les sols ont été testés dans leur état naturel pour la plupart. Les modules d'Young sont forts en moyenne et dispersés. Ils augmentent avec la pression effective moyenne. Les caractéristiques de résistances effectives et non drainées ont été identifiées. Elles sont très dispersées. Les sols sont en moyenne frottants à très frottants.

Les essais triaxiaux cycliques CU concernent plus particulièrement les sols sableux dans leur état naturel. Les résistances cycliques sont dispersées. Les résistances sismiques mesurées sur les sols limoneux et argileux sont plus élevées que celles des sables, ce qui en accord avec les résultats des critères granulométriques (qui écartent le risque de liquéfaction pour ces sols). En comparaison des données disponibles dans d'autres sites étudiés au Laboratoire d'Aix-en-Provence, et des données de la littérature, les résistances cycliques des sols sableux apparaissant comme faibles à moyennes. Cependant, et malgré la prise en compte de critères plutôt conservatifs pour interpréter les essais, il apparaît que les résistances cycliques les plus faibles mesurées sont plus élevées que la sollicitation sismique évaluée pour ce site, de faible sismicité, avec des coefficients de sécurité suffisants.

Cette étude, et les résultats d'essais, mettent en évidence, s'il le fallait, la nécessité de disposer de règles techniques pour évaluer le risque de liquéfaction au droit des digues fluviales ou maritimes, notamment celles protégeant de forts enjeux et/ou celles implantées en zone de sismicité modérée à forte et de surcroît sur des horizons sableux et/ou limoneux. Dans cette perspective, l'étude montre aussi l'importance de caractériser les sols dans leur état naturel, sableux, limoneux et argileux, comme la variabilité de leurs propriétés mécaniques, en contribuant ainsi à élargir les bases de données.

Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de l'Opération de Recherche IFSTTAR "Digues et Ouvrages fluviaux : érosion, affouillements et séismes", Doféas.

Références

[1] AFNOR (Association Française de Normalisation, 1995) *Règles de construction parasismique. Règles PS applicables aux bâtiments, dites règles PS 92*. Norme française NF P 06-013, Décembre 1995, 177 p.

[2] AFNOR (Association Française de Normalisation, 2005) *Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.* Norme française NF EN 1998-1 (P 06-030-1), Septembre 2005, 186 p.

[3] AFNOR (Association Française de Normalisation, 2005) *Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques.* Norme française NF EN 1998-5 (P 06-035-1), Septembre 2005, 42 p.

[4] AFNOR (Association Française de Normalisation, 2007) *Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1 : Règles générales, actions sismiques, et règles pour les bâtiments. Annexe nationale à la norme NF EN 1988-1*. Norme française NF EN 1998-1/NA (P 06-030-1/NA), Décembre 2007, 18 p.

[5] AFNOR (Association Française de Normalisation, 2007) *Eurocode 8, Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques. Annexe nationale à la norme NF EN 1988-5*. Norme française NF EN 1998-5/NA (P 06-035-1/NA), Décembre 2007, 5 p

[6] Boulanger R.W., Idriss I.M. (2006) *Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays.* J. of Geotech. and Geoenv. Engng., vol. 132, n° 11, pp. 1413-1426.

Mots-Clés

Essai triaxial cyclique, sable, état naturel, liquéfaction, résistance cyclique

Principales notations

B coefficient de Skempton
K_0 coefficient des terres au repos $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$
p contrainte effective moyenne $p = (\sigma'_a + 2\,\sigma'_r)/3$
p_c pression effective de consolidation isotrope
q déviateur $q = \sigma'_a - \sigma'_r$
q_{moy} déviateur moyen pendant les cycles
u pression interstitielle
v vitesse de déplacement imposée, chargements cycliques et monotones
Δq (simple-) amplitude du déviateur
ε_a deformation axiale
$\varepsilon_{ay\,SA}$ critère de deformation axiale simple amplitude ($|\varepsilon_{ay\,SA}| = 2{,}5$ %)
σ'_a contrainte effective axiale
σ'_h contrainte effective horizontale
σ'_r contrainte effective radiale
σ_v contrainte totale verticale
σ'_v contrainte effective verticale

Essai triaxial cyclique, sable, état naturel, liquéfaction, résistance cyclique

Méthodologie systématique de caractérisation de la sensibilité à la suffusion

Systematic methodology for characterization of sensibility to suffusion

D. Marot[1], H.H. Nguyen[1], F. Bendahmane[1]

[1]Université Nantes Angers Le Mans LUNAM, Institut GeM, CNRS, Saint-Nazaire, didier.marot@univ-nantes.fr

Résumé

Afin d'évaluer la susceptibilité de la suffusion, plusieurs critères basés sur l'étude de la distribution granulométrique ont été proposés dans la littérature. Toutefois pour les différents types de distributions granulométriques, les critères les plus couramment utilisés peuvent s'avérer conservatifs. A partir de la comparaison des résultats de plusieurs critères, les critères adaptés à chaque type de distribution granulométrique sont identifiés. Par ailleurs même si les conditions géométriques autorisent le mouvement de particules, les sollicitations hydrauliques doivent être prises en compte.

Des essais sont réalisés à l'aide d'un érodimètre triaxial à débit ou à gradient hydraulique imposés pour caractériser la sensibilité à la suffusion d'un sable argileux. L'analyse des résultats permet de distinguer trois étapes d'érosion. Tout d'abord la suffusion d'une faible quantité d'argile est détectée à l'aval. A débit imposé, cette suffusion est immédiatement suivie par un fort accroissement du gradient hydraulique qui se poursuit au cours de la deuxième étape. Cette deuxième étape est caractérisée par la présence d'une très faible quantité d'argile dans l'effluent. Au cours de la troisième étape, une forte suffusion d'argile se produit et qui entraîne ensuite une érosion régressive de sable argileux. Ces résultats mettent en évidence la nécessité de prendre en compte les évolutions du gradient hydraulique (ou du gradient de pression) mais également celles de la vitesse du fluide (ou du débit) pour représenter le chargement hydraulique. L'analyse basée sur la détermination de l'énergie dissipée par le fluide et sur la pesée de la masse érodée permet l'obtention d'une classification unique de la sensibilité à la suffusion et à l'érosion régressive pour les deux types de chargements hydrauliques appliqués.

A partir de l'ensemble de ces résultats, une méthode systématique est proposée afin de caractériser la sensibilité des sols à la suffusion.

Abstract

With the objective to evaluate the likelihood of suffusion initiation, several criteria based on the study of grain size distribution have been proposed in literature. But according to the type of grain size distribution, the most widely used methods can be conservative. Thanks to the comparison of several granulometric criteria, for each type of grain size distribution the most successful criteria are identified in order to estimate the likelihood of suffusion. However, even if the geometrical conditions allow particle movements, the hydraulic conditions have to be studied.

With the objective to characterize the erodibility of clayey sand, tests were performed under either flow-rate-controlled or hydraulic-gradient-controlled conditions with a triaxial erodimeter. The test analysis allows distinguishing three steps. First, suffusion of a small quantity of clay is detected on downstream. In flow-rate-controlled conditions, this suffusion is immediately followed by a high increase of the hydraulic gradient which continues during the second step. The second step is characterized by very low amount of particles in the effluent. During the third step, high suffusion of clay appears and induces erosion of clay and sand. The results reveal the necessity to take into account the evolutions of hydraulic gradient (or pressure gradient) and also the evolutions of velocity (or flow rate) to represent the hydraulic loading. The analysis based on energy expended by fluid flow and eroded mass permits to characterize the soil sensitivity to clay suffusion and clayey sand erosion for tests under the two types of hydraulic loading.

Finally a systematic method is suggested in order to characterize the soil sensibility to suffusion process.

Introduction

Selon la terminologie établie dans le cadre du projet ERINOH [3], l'érosion interne peut être décrite suivant deux types : l'érosion d'interface et l'érosion de volume ou suffusion. Dans le cas de la suffusion, seule la fraction fine du sol est mobilisée par l'écoulement.

Dans la littérature, la caractérisation de la suffusion a été essentiellement réalisée par l'élaboration de critères d'évaluation de l'initiation du processus. Ces critères reposent principalement sur l'analyse de la courbe granulométrique du sol (notamment Kenney et Lau [4]; Burenkova, [2]). Wan et Fell. [14] ainsi que Li et Fannin [7] ont montré qu'en fonction de la courbe granulométrique des sols, les critères granulométiques les plus couramment utilisés peuvent s'avérer conservatifs. Il convient donc d'identifier les critères adaptés à chaque type de distribution granulométrique. Par ailleurs Kovacs [6] reconnaît que le non respect d'un critère granulométrique n'implique pas nécessairement une forte sensibilité à la suffusion à cause des forces de contact entre les grains qui s'opposent à leur détachement. Nous pouvons donc penser que la vérification de critères granulométriques permet de déterminer la susceptibilité du sol à être suffusif et que la caractérisation de la sensibilité à la suffusion nécessite la prise en compte de la sollicitation hydraulique que subit le sol.

L'action sur les grains de l'écoulement hydraulique est souvent décrite par l'expression d'un gradient hydraulique critique. Toutefois cette approche est fortement influencée par la taille des échantillons testés [10].

Afin de s'affranchir de ces effets d'échelle et de prendre en compte l'historique de chargement hydraulique, Marot et al. [9] ont développé une approche qui consiste à déterminer l'énergie dissipée par le fluide lors de son écoulement interstitiel. Dans le cas de la suffusion, la puissance d'érosion par le fluide peut s'exprimer par :

$$\frac{d\,W_{erosion}}{dt} = \rho\, g\, \Delta z\, Q + Q\, \Delta P \qquad (1)$$

avec ρ : masse volumique du fluide, g : accélération de la pesanteur, Δz : longueur de l'écoulement, Q : débit du fluide injecté, ΔP : écart de pression amont-aval.

L'énergie correspondante, $W_{érosion}$ est déterminée par intégration temporelle de la puissance d'érosion sur la durée de l'essai.

Pour caractériser la sensibilité à l'érosion d'interface des sols, un indice de résistance à l'érosion I_α, a été proposé [10] et a permis l'obtention d'une classification unique pour les essais de Hole Erosion Test et de Jet Erosion Test. L'indice de résistance à l'érosion s'exprime par :

$$I_\alpha = -\log_{10}\left(\frac{\text{masse sèche érodée}}{W_{\text{érosion}}}\right) \qquad (2)$$

Avec l'objectif d'appliquer cet indice à la caractérisation de la sensibilité à la suffusion, des essais de suffusion effectués avec différents historiques de chargement hydraulique sont interprétés à l'aide de cet indice.

La présente étude s'articule donc en deux étapes distinctes. La première étape a pour objectif d'identifier les critères granulométriques adaptés à chaque type de distribution granulométrique afin de déterminer la susceptibilité à la suffusion. La deuxième étape consiste à utiliser l'indice de résistance à l'érosion pour caractériser la sensibilité à la suffusion d'un sable argileux lors d'essais menés à débit et à gradient imposés. L'ensemble de cette étude nous permet alors de proposer une méthodologie systématique pour la caractérisation de la sensibilité des sols à la suffusion.

Détermination de la susceptibilité à la suffusion

Confrontations de critères granulométriques

A partir d'essais présents dans la littérature sur des mélanges de sables - graviers, Li et Fannin [7] ont mené une étude comparative des critères de Kézdi [5] et de Kenney et Lau [4]. Ces deux critères évaluent le risque de suffusion à partir de la pente de la distribution granulométrique. Selon [7] l'évaluation du risque de suffusion par ces deux critères peut être reformulée sous la forme : dans un intervalle correspondant à 4 diamètres de grains, la pente est plus faible que 15 %, dans le cas du critère de Kézdi et plus faible que F% dans le cas du critère de Kenney et Lau. Ils synthétisent la comparaison des deux critères en représentant l'incrément de masse H en fonction du passant F pour la valeur minimale du rapport H/F.

[7] dressent les conclusions suivantes : les deux critères convergent pour F = 15 %. Dans le cas des sols à granulométrie discontinue, le critère de Kézdi semble mieux distinguer les sols stables des sols instables. Pour les sols à granulométrie continue, les meilleurs résultats sont obtenus avec le critère de Kenney et Lau. Le critère de Kézdi est plus conservatif pour F < 15 % et à l'inverse, le critère de Kenney et Lau est plus conservatif pour F > 15 %.

Wan et Fell [14] ont réalisé 20 essais de suffusion sur des mélanges argile – limon – sable - gravier et des mélanges limon – sable - gravier. L'écoulement descendant, est généré sous un gradient hydraulique de 8. Trois critères sont utilisés pour prédire l'instabilité par suffusion : le critère de Sherard [13], celui de Kenney et Lau [4] et enfin celui de Burenkova [2]. La comparaison des résultats expérimentaux avec les prédictions des trois critères montre que les critères de [13] et de [4] sont très nettement conservatifs. Les meilleures prédictions sont apportées par le critère de [2]. [14] proposent une méthode alternative à ce critère [2], basée sur les rapports d_{90}/d_{60} (pour caractériser la pente de la fraction grossière ; d_x : ouverture du tamis au travers duquel passe x % du poids des grains du sol) et d_{20}/d_5 (pour représenter l'étendue de la fraction fine). Dans le plan $15/\log(d_{20}/d_5)$ en fonction de $30/\log(d_{90}/d_{60})$, [14] distinguent

une zone où les sols sont stables à la suffusion, une zone où ils sont instables et une zone de transition. [14] précisent par ailleurs que leur critère n'est pas adapté à l'étude des sols à granulométrie discontinue et lorsque le pourcentage de fines est inférieur à 15 %.

Identification des critères granulométriques adaptés
A partir des confrontations des critères granulométriques, nous proposons de choisir le critère adapté au sol étudié, en fonction de sa distribution granulométrique dont deux catégories peuvent être distinguées : discontinue et continue.

Dans le cas d'une distribution discontinue, seul le critère de Kézdi [5] est adapté.

Dans le cas d'une distribution continue, deux étapes successives sont effectuées. La première étape consiste à identifier la fraction fine par la valeur minimale du rapport H/F du critère de Kenney et Lau [4]. Si le pourcentage de fines est inférieur à 15 %, le critère de Kenney et Lau [4] est utilisé. Si le pourcentage de fines est supérieur à 15 % deux critères sont utilisés et leurs résultats comparés : il s'agit du critère de Kézdi [5] et celui de Wan et Fell [14].

Caractérisation de la sensibilité à la suffusion

Afin d'expliciter le processus de suffusion et de présenter l'interprétation proposée, les résultats d'essais à débit et à gradient hydraulique imposés sont détaillés.

Montage expérimental utilisé
L'érodimètre utilisé est brièvement décrit ci-dessous. Une description complète est donnée par [1]. Cet appareillage est constitué d'une cellule triaxiale spécifique permettant la préparation des échantillons et la réalisation des essais d'érosion sans déconfinement des échantillons. La Figure 1 présente un schéma général de l'ensemble du dispositif.

L'écoulement vertical descendant au sein de l'échantillon est généré soit à débit imposé par une pompe à engrenage soit sous gradient imposé à l'aide d'un réservoir sous pression contrôlée. Dans le cas d'un essai à débit imposé, un capteur de pression permet la mesure de la pression en tête d'échantillon. Dans le cas d'un essai à gradient imposé, la pesée en continue du réservoir amont permet la mesure du débit injecté.

La caractérisation de l'effluent est réalisée par échantillonnage régulier au cours des essais et également par la mesure en continue de la turbidité à l'aide d'un capteur optique dédié [8]. Ce capteur optique est doté de quatre diodes électroluminescentes (DEL) : deux de couleur rouge et d'intensité lumineuse différente, une de couleur verte et une bleue.

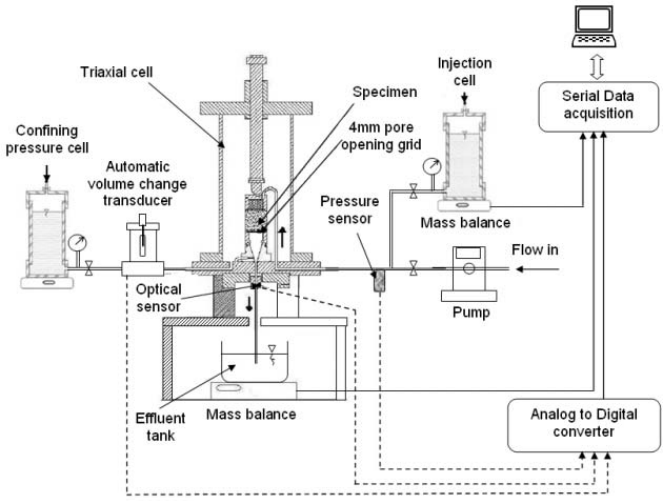


FIGURE 1: SCHÉMA DE L'ÉRODIMÈTRE TRIAXIAL UTILISÉ

Matériaux testés et protocole expérimental
Les échantillons sont constitués d'un mélange de sable de Fontainebleau et de kaolinite Proclay avec un pourcentage massique respectif de 75 % et 25 %. Sur la Figure 2, sont présentées les distributions granulométriques des 2 matériaux et du mélange obtenu après malaxage mécanique (cœfficient d'uniformité=121, d_{50}=200µm). La distribution granulométrique du sable argileux testé est discontinue, donc conformément aux conclusions de la confrontation des critères granulométriques, nous appliquons le critère de Kézdi [5]. Pour la fraction fine, ici l'argile, d'_{85} = 15 µm et pour la fraction grossière, le sable, D'_{15} = 140 µm. Le rapport D'_{15}/d'_{85} = 9,3 étant supérieur à 4, le sable argileux est considéré comme potentiellement suffusif.

Les poids volumiques des grains de sable et des particules d'argile sont respectivement 26,5 kN/m^3 et 26,2 kN/m^3. La composition chimique de la kaolinite (analyse par fluorescence RX indiquée par le fournisseur) est SiO_2 : 56,4 %, Al_2O_3 : 28,7 %.

Les échantillons sont réalisés par double pistonnage avec une teneur en eau de 9 % et un poids volumique sec de 16 kN/m^3. Après leur mise en place dans la cellule triaxiale, une pression de confinement de 15 kPa est appliquée afin d'éviter tout écoulement préférentiel entre l'échantillon et la membrane qui l'enveloppe. La phase de saturation des échantillons débute par un écoulement ascendant de dioxide de carbone pendant 15 minutes. La saturation s'effectue ensuite pendant 24 heures sous écoulement ascendant généré par un gradient unité et avec de l'eau désaérée et déminéralisée.

Programme expérimental et résultats types
Dans le cadre de cette communication sont présentés les résultats de deux essais types, issus d'une campagne expérimentale [11]. L'essai S1 a été effectué à débit imposé

(Q = 1,24 ml/min) et l'essai S2 avec un gradient global imposé (entre la tête d'injection et la sortie de l'échantillon i = 10m/m).

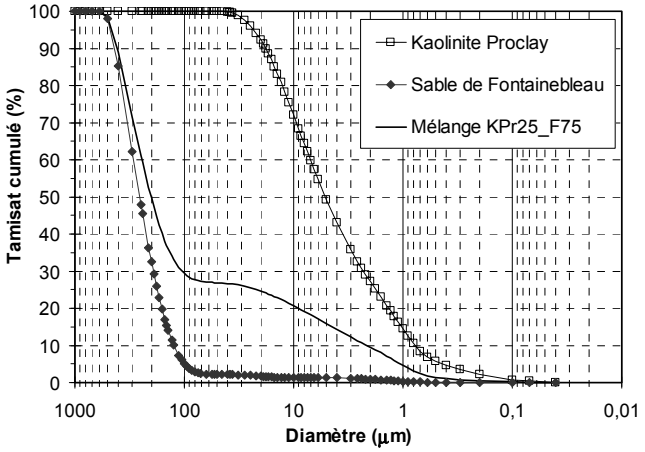


FIGURE 2: DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DES MATÉRIAUX TESTÉS

Le taux d'érosion massique en argile est déterminé grâce à la mesure du débit d'eau injecté et à la mesure par le capteur optique de la concentration massique d'argile en suspension dans l'effluent. La section considérée pour l'expression du taux d'érosion est la section transversale de l'échantillon. La mesure du taux d'érosion peut être réalisée même en présence d'une très faible érosion d'argile (précision supérieure à 0,1 $mg.s^{-1}.m^{-2}$). La présence de grains de sable dans l'effluent est détectée par la différence des signaux des DEL bleue et verte et entraîne de fortes variations du signal des diodes rouges [8]. La masse des grains de sable est alors suffisante (masse supérieure à 10 mg) pour permettre la quantification de la masse érodée par pesée.

Les variations du taux d'érosion au cours des 30 premières minutes des essais sont représentées sur la Figure 3(A) et jusqu'à t = 65 min sur la Figure 3(B).

Le taux d'érosion pour l'essai S1 atteint 0,9 $mg.s^{-1}.m^{-2}$ en une minute puis il décroît et à partir de t = 11 min, il se stabilise à 0,2 $mg.s^{-1}.m^{-2}$. A t = 45min, le taux d'érosion augmente ensuite régulièrement jusqu'à atteindre 30 $mg.s^{-1}.m^{-2}$. A t = 64min, du sable est détecté dans l'effluent.

Pendant l'essai S2, le taux d'érosion croît en 2 minutes jusqu'à 3,2 $mg.s^{-1}.m^{-2}$ puis, au cours des 3 minutes suivantes il diminue jusqu'à 1 $mg.s^{-1}.m^{-2}$. Sa diminution est ensuite beaucoup plus lente (de l'ordre de 0,03 $mg.s^{-1}.m^{-2}$ par minute).

La Figure 4 présente la masse érodée en fonction du temps pour les deux essais. Au cours de l'essai S1, la masse érodée croît linéairement en fonction du temps à partir de t = 66min et suivant un accroissement moyen de 0,08 g/min. Pour l'essai S2, à partir de t = 247 min du sable est détecté dans l'effluent, la masse érodée augmente alors suivant un accroissement moyen de 0,02 g/min. Pour les deux essais, le développement de cette érosion de sable et d'argile s'accompagne d'une diminution du volume de l'échantillon qui débute dans la partie aval de l'échantillon puis qui progresse vers l'amont. Cette érosion est donc qualifiée de régressive.

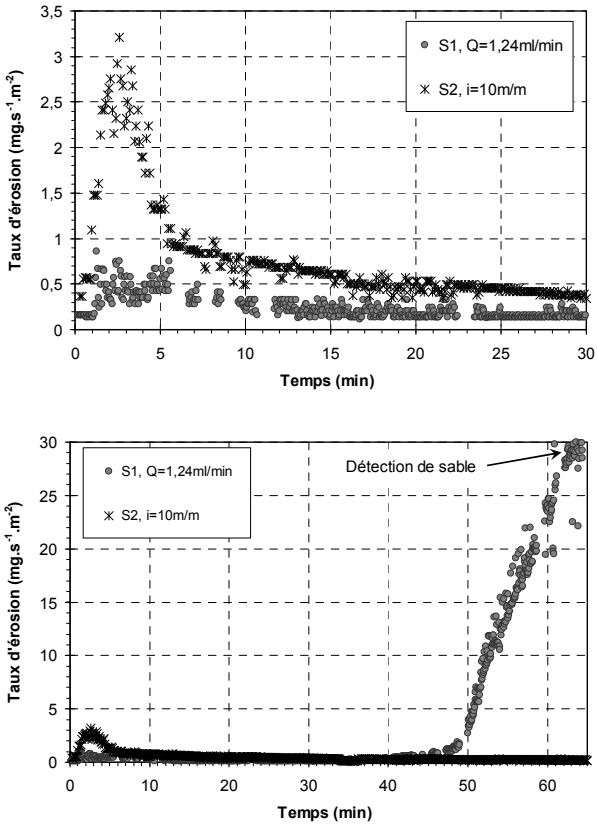


FIGURE 3: TAUX D'ÉROSION MESURÉ PAR CAPTEUR OPTIQUE EN FONCTION DU TEMPS POUR T ≤ 30MIN ET T ≤ 65MIN

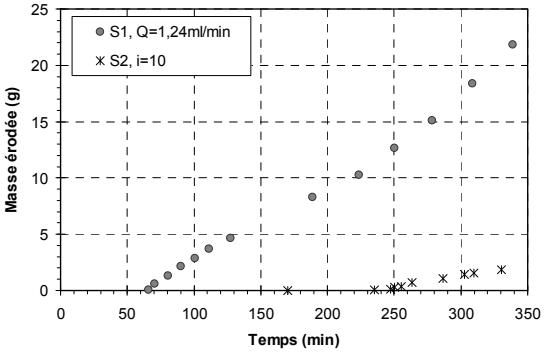


FIGURE 4: MASSE ÉRODÉE MESURÉE PAR PESÉE EN FONCTION DU TEMPS

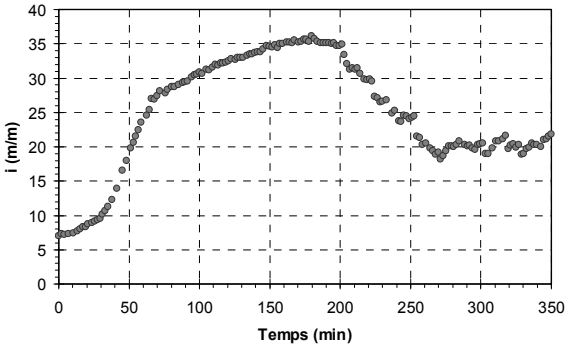


FIGURE 5: GRADIENT HYDRAULIQUE GLOBAL EN FONCTION DU TEMPS (ESSAI S1)

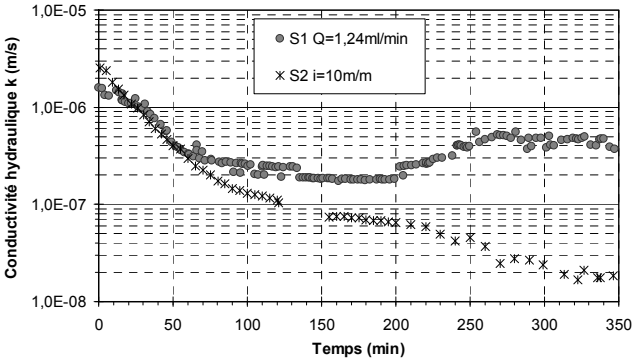


FIGURE 6: CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE EN FONCTION DU TEMPS

La suffusion d'argile et l'érosion régressive de sable argileux s'accompagnent d'une modification des propriétés hydrauliques des échantillons. Au cours de l'essai S1 à débit constant, le gradient hydraulique global reste sensiblement constant à 7 m/m pendant les dix premières minutes de l'essai (cf. Figure 5). Entre t = 10 min et t = 70 min le gradient augmente de 7 m/m à 27 m/m. Son augmentation est ensuite moins prononcée jusqu'à t = 180min. Entre t = 180 min et t = 200 min, i = 35 m/m, puis le gradient décroît jusqu'à 18 m/m à t = 271min. Le gradient reste ensuite voisin de 20 m/m jusqu'à la fin de l'essai.

Sur la Figure 6 sont présentées les variations de la conductivité hydraulique k en fonction du temps. La conductivité hydraulique initiale est pour l'essai S1 : $k_{i\,S1} = 1{,}6.10^{-6}$ m/s et pour l'essai S2 : $k_{i\,S2} = 2{,}5.10^{-6}$ m/s. Pour les deux essais, k décroît de manière similaire jusqu'à t = 60 min pour atteindre $3{,}7.10^{-7}$ m/s. Entre t = 60 min et t = 200 min, pour l'essai S1 k diminue légèrement jusqu'à $1{,}8.10^{-7}$ m/s. Dans ce même intervalle de temps, k décroît d'avantage pour S2 avec une valeur de l'ordre de $6{,}5.10^{-8}$ m/s à t = 200min. Les évolutions de k sont ensuite opposées pour les 2 essais, pour S1 k augmente jusqu'à 5.10^{-7} m/s alors que k continue de diminuer pendant l'essai S2 (valeur finale $k_{f\,S2} = 1{,}9.10^{-8}$ m/s).

Analyse phénoménologique

La confrontation des différentes mesures nous indique tout d'abord que la présence de particules érodées dans l'effluent n'est qu'un élément de la réponse globale du sol à la suffusion d'argile et à l'érosion régressive de sable argileux. La suffusion d'argile s'accompagne en effet d'une diminution de la conductivité hydraulique et lors d'un écoulement à débit constant elle induit également un accroissement du gradient hydraulique global.

Au début de l'essai à débit constant, lors de la suffusion d'une faible quantité d'argile, le gradient hydraulique global reste sensiblement constant. L'interruption de cette suffusion précède un accroissement important du gradient hydraulique. Nous pouvons supposer que lors de la suffusion, seule une partie des particules détachées sort de l'échantillon, l'autre partie est filtrée au cœur de l'échantillon ce qui produit un colmatage. L'amplification de ce colmatage entraîne un accroissement du gradient hydraulique. Enfin une importante suffusion d'argile est constatée et elle précède une érosion régressive d'argile et de sable. Cette érosion régressive se produit 64 minutes après le début de l'essai S1, le gradient hydraulique global correspondant est alors i = 25 m/m. Dès l'initiation de l'érosion régressive, la diminution de la conductivité hydraulique est limitée, ensuite elle s'accompagne d'une augmentation de la conductivité.

En comparaison avec le cas de chargement hydraulique précédent, dans le cas de l'essai à gradient hydraulique constant, la conductivité hydraulique diminue d'avantage et l'érosion régressive se produit uniquement à t = 247 min avec un gradient hydraulique global plus faible (i = 10 m/m). Cette diminution de la conductivité hydraulique est probablement due à un colmatage qui peut entraîner la génération d'importants gradients hydrauliques locaux. Ceux-ci peuvent alors provoquer localement un débourrage puis une érosion régressive généralisée.

Pour caractériser la sollicitation hydraulique, responsable de la suffusion qui elle-même entraîne l'érosion régressive, il convient donc de tenir compte à la fois du débit ou de la vitesse de l'écoulement et du gradient de pression. Par ailleurs la succession des différentes étapes d'érosion et l'évolution temporelle des caractéristiques hydrauliques associées mettent en évidence la nécessité de prendre aussi en compte l'historique du chargement hydraulique.

Caractérisation énergétique

Avec l'objectif de prendre en compte les paramètres susmentionnés, la puissance d'érosion est calculée par l'équation (1). L'énergie dissipée par érosion est alors déterminée par intégration temporelle sur la durée de l'essai. Afin de déterminer la sensibilité à l'érosion du sol testé, l'indice d'érosion est calculé à l'aide de l'équation (2).
Sur la Figure 7, l'indice d'érosion est représenté en fonction du temps pour les deux essais.

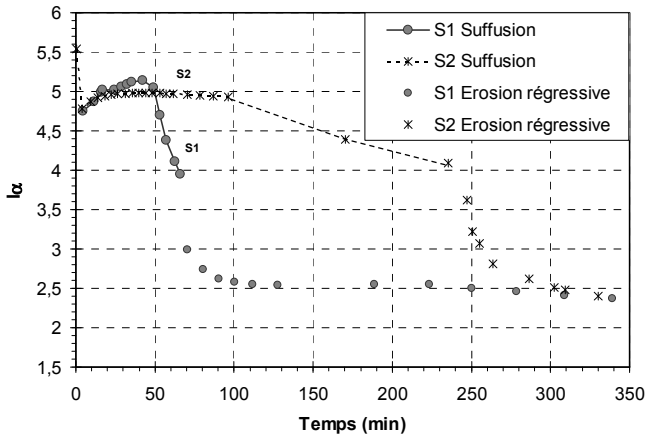


FIGURE 7: INDICE DE RÉSISTANCE À L'ÉROSION EN FONCTION DU TEMPS

Au cours des 25 premières minutes des essais, la valeur de l'indice de résistance à l'érosion est identique pour les 2 essais, plus précisément $I_\alpha = 4{,}7$ à $t = 4$ min puis il augmente jusqu'à $I_\alpha = 5$. Pour l'essai S1, I_α augmente jusqu'à 5,1 à $t = 42$min puis il atteint la valeur 4 pour $t = 64$min, c'est-à-dire à l'initiation de l'érosion régressive. Pour l'essai S2, I_α reste sensiblement constant à 4,9 jusqu'à $t = 87$min, il décroît ensuite jusqu'à 4,1 pour $t = 235$min. La mesure suivante effectuée à $t = 247$min correspond au début de l'érosion régressive.

L'analyse de l'érosion régressive au cours des deux essais montre que I_α diminue et tend asymptotiquement vers 2,3.

Ainsi nous pouvons constater que pour les deux essais, en cours de suffusion I_α est de l'ordre de 5. A l'initiation de l'érosion régressive $I_\alpha = 4$ et $I_\alpha = 2{,}3$ à la fin de l'érosion régressive. Nous obtenons donc les mêmes ordres de grandeurs de l'indice de résistance à l'érosion pour les différentes étapes du développement de l'érosion.

Grâce à l'analyse énergétique, les classifications de la sensibilité à la suffusion et à l'érosion régressive sont donc identiques pour un essai à débit imposé ou à gradient global imposé.

Principe de la méthodologie systématique

La confrontation des critères granulométriques a montré qu'en fonction de la distribution granulométrique du sol testé, certains critères granulométriques étaient conservatifs et qu'ils ne permettaient donc pas de vérifier si le sol est potentiellement suffusif.

Les essais de suffusion réalisés ont souligné la complexité des processus mis en jeu avec un fort couplage entre les processus de détachement - transport et de filtration - colmatage. Ces essais ont également mis en évidence la possibilité que la suffusion d'argile entraîne une érosion régressive de sable argileux. Cette succession de processus d'érosion dépend des conditions aux limites et plus particulièrement des conditions de filtration à l'aval du sol testé. Dans le cas d'un sol provenant du noyau d'un barrage zoné, la taille des ouvertures du filtre renseignera sur la taille des plus gros grains susceptibles de migrer. Dans le cas d'un ouvrage non zoné, il conviendra de considérer la possibilité de la migration de tous les grains constituants le sol étudié.

A partir de ces observations, nous proposons une approche systématique qui comprend trois étapes.

La première étape consiste à choisir le critère granulométrique adapté à la distribution granulométrique du sol étudié. Le critère choisi est alors utilisé pour vérifier si le sol est potentiellement suffusif. Si la susceptibilité de la suffusion est avérée, il convient de réaliser des essais pour caractériser précisément la sensibilité du sol à la suffusion.

Ces essais, qui constituent la deuxième étape de l'approche systématique, seront réalisés pour caractériser les différentes étapes d'érosion. En conséquence, ces essais seront préférentiellement réalisés à débit imposé et avec un filtre aval dont l'ouverture des pores sera choisie en adéquation avec les conditions réelles de filtration.

L'objectif de la troisième étape est de caractériser la sensibilité du sol aux différentes étapes d'érosion avec prise en compte de l'historique de chargement hydraulique et des conditions aux limites in-situ. Ainsi l'interprétation des essais sera réalisée par analyse énergétique avec détermination de l'indice de résistance à l'érosion pour les différentes étapes de l'érosion.

Suivant une interrogation plus générale sur la sensibilité du sol à l'érosion, il convient de signaler que si, selon le critère granulométrique, le sol n'est pas potentiellement suffusif, il faudra aussi s'assurer qu'il ne soit pas sensible à l'érosion d'interface. En première approche cette analyse de sensibilité peut être réalisée par mesure de quatre paramètres physiques aisément mesurables et permettant l'estimation de l'indice de résistance à l'érosion d'interface [12]. Avec l'objectif d'accroître la précision de détermination de l'indice de résistance à l'érosion d'interface, un essai de Jet Erosion Test ou de Hole Erosion Test peut être effectué et l'analyse énergétique permet de pouvoir choisir l'érodimètre le plus approprié pour le sol testé [9].

Conclusion

Avec l'objectif de proposer une méthodologie systématique de caractérisation de la sensibilité à la suffusion, trois analyses complémentaires sont menées.

La première consiste à choisir le critère granulométrique adapté à chaque type de distribution granulométrique pour

vérifier si le sol testé est potentiellement suffusif. Pour des distributions granulométriques continue ou discontinue, trois critères granulométriques présents dans la littérature sont ainsi retenus.

La deuxième analyse a pour objectif d'identifier les processus mis en jeu pendant la suffusion par la réalisation d'essais avec un écoulement à débit constant ou sous gradient hydraulique global constant. Des essais à l'aide d'un érodimètre triaxial ont été menés sur un sable argileux. Les analyses du taux d'érosion et de l'évolution des caractéristiques hydrauliques des échantillons ont permis de distinguer trois étapes d'érosion. La suffusion d'une faible quantité d'argile (détectée par la mesure de la turbidité de l'effluent à l'aide d'un capteur optique dédié) entraîne l'accroissement du gradient hydraulique et la diminution de la conductivité hydraulique. La modification de ces caractéristiques hydrauliques est probablement due à la filtration au cœur des échantillons d'une partie des particules détachées qui engendre un colmatage. L'accroissement résultant du gradient hydraulique peut alors entraîner une érosion régressive de sable argileux.

La troisième analyse vise à caractériser la sensibilité du sol à la suffusion. Cette détermination est effectuée par analyse énergétique et calcul de l'indice de résistance à l'érosion. Pour chacune des trois étapes de l'érosion, la valeur de l'indice de résistance évolue et ses valeurs sont similaires pour les essais à débit ou à gradient imposés. La caractérisation par analyse énergétique de la suffusion et de l'érosion régressive est donc identique pour les deux types de sollicitation hydraulique.

L'ensemble de cette étude nous permet de définir une méthodologie que le praticien peut mettre en œuvre pour caractériser la sensibilité des sols au phénomène complexe de suffusion.

Remerciements

Ce projet de recherche a été soutenu par la Banque Mondiale (Projet TRIG, Université de Danang, Vietnam), par l'Agence Nationale de la Recherche (Projet ERINOH) et par l'Institut pour la Recherche Appliquée et l'Expérimentation en Génie Civil (IREX).

Références

[1] Bendahmane F., Marot D., Alexis A. (2008). *Parametric study of suffusion and backward erosion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, n°1, pp. 57-67.

[2] Burenkova V.V. (1993). *Assessment of suffusion in noncohesive and graded soils*. Proc. 1st Conf Geo-Filters, Karlsruhe, Germany, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 357-360.

[3] ERINOH (2009). *ANR-PGCU, Axe 1 – Essais de laboratoire, rapport final*. ANR-IREX-RGC&U, 94p.

[4] Kenney T.C., Lau D. (1985). *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, n°2, pp. 215-225.

[5] Kézdi. (1979) *Soil physics selected topics*. Elsevier Scientific Publishing Co, Amsterdam.

[6] Kovacs G. (1981). *Seepage hydraulic*. Elsevier Scientific Publishing Co, Amsterdam.

[7] Li M., Fannin J. (2008). *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil.* Canadian Geotechnical Journal, Vol. 45, pp. 1303-1309.

[8] Marot D., Bendahmane F., Konrad J.M. (2011). *Multichannel optical sensor to quantify particle stability under seepage flow*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, pp. 1772-1787

[9] Marot D., Regazzoni P.L., Wahl T. (2011). *An energy based method for providing soil surface erodibility rankings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137 n°12, pp. 1290-1294.

[10] Marot D., Le V.D., Garnier J., Thorel L., Audrain P. (2012). *Study of scale effect in an internal erosion mechanism*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 16, n°1, pp. 1–19.

[11] Nguyen H.H., Marot D., Bendahmane F. (2012). *Erodibility characterisation for suffusion process in cohesive soil by two types of hydraulic loading.* La Houille Blanche, International Water Journal, n°6, pp. 54-60.

[12] Regazzoni P-L, Marot D. (2011). *Investigation of interface erosion rate by Jet Erosion Test and statistical analysis*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 15, N°8, pp. 1167-1185.

[13] Sherard J.L., (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils*. Trans. Proc. 13th Congress on Large Dams, Vol.2, New Delhi, India, pp. 25-35.

[14] Wan C.F., Fell R. (2008). *Assessing the potential of internal instability and suffusion in embankment dams and their foundations*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 134, n° 3, pp. 401-407.

Mots clés

Suffusion, érosion régressive, banc expérimental, analyse énergétique, critère granulométrique

Etude des effets d'échelle sur le phénomène de suffusion par érodimètre centrifugé

Study of scale effect for suffusion process with centrifuge bench

D. Marot[1], L. Thorel[2], P. Audrain[2], V.D. Le[1], J. Garnier[2], A. Alexis[1]

[1] Université Nantes Angers Le Mans LUNAM, Institut GeM, Saint-Nazaire, didier.marot@univ-nantes.fr
[2] Université Nantes Angers Le Mans LUNAM, IFSTTAR, Département GER, Groupe Modèles Physiques en Géotechnique Bouguenais, luc.thorel@ifsttar.fr

Résumé

La suffusion est un mécanisme d'érosion interne qui correspond au détachement et au transport de particules fines au travers du squelette granulaire sous l'action d'un écoulement. Plusieurs études ont montré que la valeur du gradient hydraulique critique nécessaire à l'initiation de la suffusion décroît avec la longueur de l'échantillon testé. Un dispositif d'essais en centrifugeuse est spécialement développé afin de caractériser la suffusion et d'étudier cet effet d'échelle sous contrainte effective contrôlée.

A l'aide de ce dispositif, des échantillons de sable argileux sont centrifugés et sont soumis à un écoulement vertical descendant sous charge hydraulique constante.

L'étude met en évidence l'influence de la longueur de l'échantillon sur le gradient hydraulique critique et sur le taux d'érosion. Pour un accroissement de la longueur de l'échantillon d'un facteur 2, la valeur du gradient hydraulique critique est multipliée par un facteur de 0,6 et le taux d'érosion peut doubler. La valeur du gradient critique déterminée par des essais de laboratoire peut donc être surestimée par rapport à la valeur réelle à l'échelle de l'ouvrage.

Une analyse énergétique a été développée et repose sur la détermination de l'énergie dissipée par le fluide au cours de son écoulement interstitiel. La confrontation de la puissance moyenne d'érosion avec le taux moyen d'érosion permet d'aboutir à une corrélation linéaire indépendante de la longueur des échantillons testés. L'énergie totale dissipée par érosion est calculée par intégration temporelle de la puissance d'érosion sur la durée des essais. Une corrélation linéaire est obtenue entre la masse érodée et l'énergie dissipée. Ainsi l'analyse énergétique ne subit pas d'effet d'échelle significatif.

Abstract

Suffusion is an internal erosion mechanism, which means detachment and transport of fine particles within the soil skeleton due to hydraulic seepage flows. Different researchers observed that value of critical hydraulic gradient required initiating suffusion decreases with length of the specimen tested. A specific centrifuge bench was designed to study the suffusion process and to study this scale effect under a controlled effective stress.

Clayey sand specimens were subjected to centrifuge acceleration and to a downward flow under a constant hydraulic head.

The study underlines the influence of specimen length on critical hydraulic gradient and also on the rate of erosion. For an increase of tested specimen length by a factor 2, the value of critical hydraulic gradient can be multiplied by a factor of 0.6 and rate of erosion can double. Thus, value of critical hydraulic gradient determined thanks to laboratory tests can be overestimated in comparison with real value at field scale.

An energy analysis of interstitial fluid has been developed and is based on an interstitial fluid energy dissipation model. This analysis leads to a linear correlation between the expended power by fluid flow and the rate of erosion, which does not depend on specimen length. By integrating over the time, the expended energy is computed. The eroded clay mass is linearly correlated to the energy dissipation. Thus this method permits the effect of specimen length to be avoided.

Introduction

Avec l'objectif de caractériser l'initiation de la suffusion, Li [3] a effectué des tests de suffusion sur des matériaux non cohésifs avec un grand perméamètre (diamètre intérieur 279 mm) et un petit perméamètre (102 mm). Pour un même type d'échantillon testé et une même valeur de contrainte effective verticale moyenne, Li a observé que le gradient

hydraulique critique peut être sept fois plus important avec le petit perméamètre qu'avec le perméamètre de plus grande taille. Pour éviter cet effet d'échelle et en se référant au concept de réduction de la contrainte effective supportée par la fraction fine [10], Li exprime le gradient hydraulique critique d'initiation de la suffusion par :

$$i_{cr} = \alpha' \left(\frac{\sigma'_{t0}}{\gamma_w \, \Delta z} + \frac{\gamma'}{\gamma_w} \right) \quad (1)$$

avec α' : facteur de réduction de la contrainte effective défini par Skempton et Brogan [10], σ'_{t0} : contrainte effective verticale en tête de l'échantillon de sol quand i=0, Δz : hauteur de l'échantillon, γ' : poids volumique déjaugé et γ_w : poids volumique de l'eau. Il convient de noter que dans le cas d'un écoulement vertical, la hauteur de l'échantillon correspond à la longueur de l'écoulement.

Dans le cas du phénomène d'érosion d'interface, Sellmeijer [9] a exprimé le gradient hydraulique critique par :

$$i_{cr} = \frac{\gamma'_p}{\gamma_w} \; Tan\Theta \; \overline{C} \left(1 - 0.65 \, \overline{C}^{0.42} \right) \quad (2)$$

et

$$\overline{C} = \frac{\left(\frac{d^2}{K} \frac{2d}{L} \right)^{1/3}}{\beta} \quad (3)$$

avec γ'_P : poids volumique déjaugé des particules, Θ : angle de pendage (qui relie les forces verticales et horizontales qui s'appliquent sur une particule), K : perméabilité intrinsèque, L : longueur de l'écoulement, β : facteur de traînée (rapport de la surface influencée par la traînée et de la section transversale de la particule) et d : diamètre d'une particule (entre d_{65} et d_{75}, avec d_x : ouverture du tamis au travers duquel passent x% de la masse des grains).

Les équations (1) et (3) sont inversement proportionnelles à la longueur de l'écoulement. Ainsi pour une même nature de sol et une même valeur de contrainte effective verticale, le gradient critique calculé par (1) ou (2) décroît en fonction de la hauteur de la couche de sol considérée. Les valeurs du gradient hydraulique critique déterminées à l'échelle d'un échantillon peuvent donc être plus élevées de plusieurs ordres de grandeur que la valeur à l'échelle réelle. Dans ce contexte, il convient de s'interroger sur la pertinence de la caractérisation de l'initiation de l'érosion par une expression d'un gradient hydraulique critique associée à des essais menés à l'échelle du laboratoire.

Dans le but d'étudier les effets d'échelle, un modèle centrifugé permettant la réalisation d'essais de suffusion a été développé. Les essais menés sur un sable argileux sont interprétés à l'aide d'une approche classique en gradient hydraulique et également à l'aide d'une approche énergétique.

Description du montage

La modélisation physique avec centrifugeuse est maintenant une technique bien répandue dans le domaine de la géotechnique qui permet de reproduire les contraintes in situ dans un modèle réduit [2]. Le modèle géotechnique en vraie grandeur, nommé prototype (P) et le modèle réduit (m) sont reliés par des lois d'échelle déduites des équations d'équilibre. Les principaux facteurs d'échelle $x^*=x_m/x_P$ utilisés dans le cadre de cette étude sont présentés par le Tableau 1 dans lequel N est l'intensité de la macrogravité (accélération centrifuge) ou « g-level ».

TABLEAU 1: FACTEURS D'ÉCHELLE [2]

Paramètre	Facteur d'échelle
Longueur, déplacement	$l^*=1/N$
Masse volumique	$\rho^*=1$
Accélération	$g^*=N$
Contrainte	$\sigma^*=1$

L'érodimètre centrifugé comprend une cellule perméamétrique rigide de longueur variable (H_m) et dont la partie supérieure est connectée à un réservoir d'eau de niveau constant (hauteur d'eau H_w mesurée à partir de la base de l'échantillon) afin de générer un écoulement descendant à gradient hydraulique imposé. A la base de l'échantillon un système de drainage en forme d'entonnoir permet l'évacuation de l'effluent et des particules érodées. Le tamis d'ouverture 0,1 mm situé sous l'échantillon ne permet que la migration des particules fines. La Figure 1 présente un schéma de l'ensemble du dispositif qui est placé dans la centrifugeuse pour appliquer l'accélération centrifuge souhaitée, et ainsi créer le profil de contrainte effective désiré.

La principale originalité du montage réside dans son système d'évacuation et d'échantillonnage de l'effluent. Afin de pouvoir réaliser l'évacuation de l'effluent même sous forte gravité, une vanne à pointeau a été choisie et pour éviter la dépression générée par l'ouverture de cette vanne, un évent contrôlé a été positionné sous l'échantillon. Lorsque l'accélération centrifuge choisie est atteinte, l'écoulement est appliqué sur l'échantillon préalablement saturé.

Un dispositif rotatif a été développé (cf. Figure 2) afin de pouvoir récolter pendant l'essai 8 flacons d'effluent. Cet échantillonneur est suivi par caméra pour pouvoir choisir les flacons depuis la centrale de pilotage.

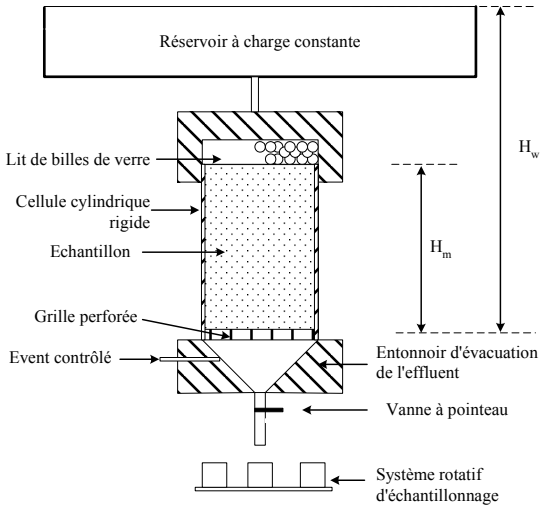


FIGURE 1: REPRÉSENTATION SCHÉMATIQUE DE L'ÉRODIMÈTRE CENTRIFUGE

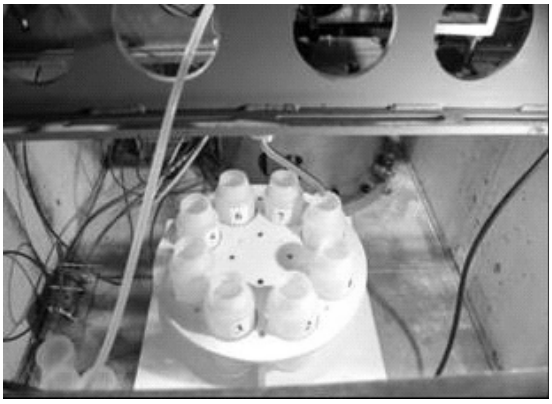


FIGURE 2: VUE DE L'ÉCHANTILLONNEUR ROTATIF

Matériaux testés et procédure expérimentale

Le matériau testé est un mélange composé de 90% de sable et de 10% d'argile. Le sable lavé de Fontainebleau NE34 a une masse volumique des grains de 2650 kg/m^3 et sa distribution granulométrique s'étale de 0,1 mm à 0,4 mm (coefficient d'uniformité = 1,6, d_{50} = 207 µm). L'argile est une kaolinite Speswhite (masse volumique des grains : 2600 kg/m^3) et sa composition chimique (analyse chimique par fluorescence rayon X, indiquée par le fournisseur) est SiO_2: 47% et Al_2O_3: 38%. Sans défloculant, sa distribution granulométrique a été déterminée entre 0,5 µm et 0,125 mm (coefficient d'uniformité = 6, d_{50} = 7 µm). La Figure 3 représente la distribution granulométrique mesurée par granulomètre laser, de l'argile, du sable et du sable argileux (coefficient d'uniformité = 2,49, d_{50} = 195 µm).

Le sable est tout d'abord malaxé avec une teneur en eau de 8% puis l'argile est progressivement ajoutée tout en poursuivant le malaxage. Pour améliorer l'homogénéité de la teneur en eau, le mélange est maintenu dans une chambre humide pendant au moins 24 heures et dans un sac plastique. Les échantillons sont compactés dans une cellule de 73 mm de diamètre intérieur. La hauteur des échantillons, H_m, est comprise entre 60 mm et 120 mm. La hauteur des couches de compactage est de l'ordre de 10 mm, 25 coups par couches étant appliqués avec une mini dame Proctor. La masse volumique moyenne déjaugée est 1,20 g/cm^3 (erreur relative maximale de +/- 4 %). La saturation commence par l'injection de dioxyde de carbone à la base de l'échantillon puis la saturation est achevée à l'aide d'eau désaérée et déminéralisée.

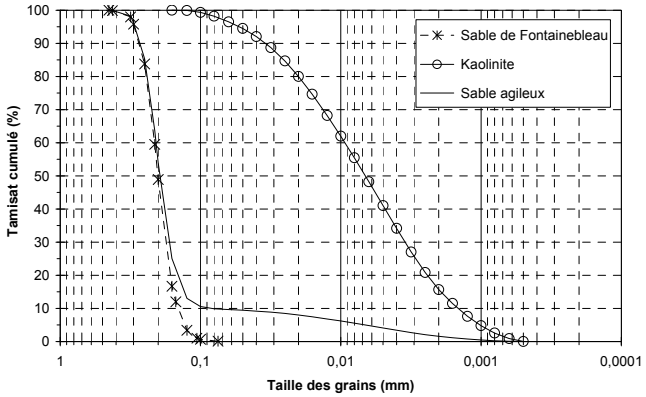


FIGURE 3: DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DES MATÉRIAUX TESTÉS

Les échantillons saturés sont alors soumis à l'accélération centrifuge avec un facteur de gravité N entre 10 et 40. Une charge hydraulique constante est appliquée à la tête de l'échantillon durant la centrifugation en utilisant de l'eau désaérée et déminéralisée. Le gradient hydraulique peut être déterminé par l'équation :

$$i = \frac{H_w \ N}{H_m} \qquad (4)$$

La contrainte effective à la base de l'échantillon et au cours de la centrifugation peut être calculée avec :

$$\sigma' = \rho' \ N \ g \ H_m \qquad (5)$$

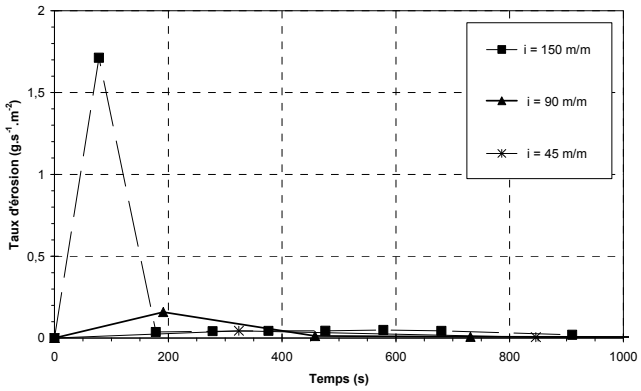
avec ρ' : masse volumique déjaugée du matériau constituant l'échantillon et g : accélération de la pesanteur.

Programme expérimental et résultats types

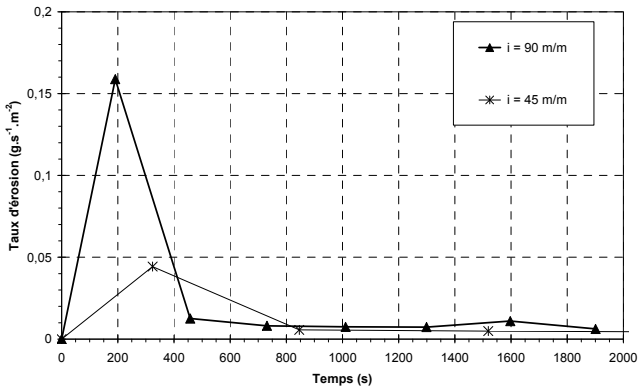
Une campagne d'essais de suffusion a été réalisée sur des échantillons de trois longueurs H_m différentes et sous macro gravité pour contrôler la contrainte effective appliquée [6]. Le taux d'érosion est défini par le rapport de la masse érodée sèche sur le temps et la section transversale de l'échantillon.

Les résultats de trois essais types sont présentés sur la Figure 4 en terme d'évolution instantanée du taux d'érosion, pour une valeur inférieure à (A) 2 g s^{-1} m^{-2} et (B) 0.2 g s^{-1} m^{-2}. Ces trois essais ont été réalisés avec une longueur d'échantillon de 90 mm et la contrainte effective appliquée était de 28,3 kPa. Chaque point sur la figure est déterminé à partir de l'effluent récolté dans un flacon du système de récolte.

En quelques minutes, le taux d'érosion augmente rapidement pour atteindre une valeur maximale qui est d'autant plus grande que le gradient hydraulique appliqué est important (le taux d'érosion maximum est respectivement de : 1,71 g s^{-1} m^{-2}, 0,16 g s^{-1} m^{-2} et 0,04 g s^{-1} m^{-2} pour un gradient hydraulique de 150 m/m, 90 m/m et 45m/m). Cet accroissement du taux d'érosion est suivi d'une rapide diminution avec le temps (le taux d'érosion est proche de zéro à t = 180 s, t = 460 s, et t = 850 s pour respectivement i = 150 m/m, i = 90 m/m et i = 45 m/m).



(A)



(B)

FIGURE 4: TAUX D'ÉROSION VERSUS TEMPS POUR DIFFERENTES VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE APPLIQUÉ (A) FORTES VALEURS DU TAUX D'ÉROSION, (B) TAUX D'EROSION PLUS FAIBLE QUE 0,2 G S^{-1} M^{-2}

La masse érodée d'argile dans chaque flacon d'échantillonnage peut être négligée par rapport à la masse de l'eau injectée. Ainsi est il possible de calculer le débit injecté et donc la conductivité hydraulique, k, pour une durée correspondant au remplissage de chaque flacon. L'évolution au cours du temps de la conductivité hydraulique pour les trois essais types est représentée sur la Figure 5.

La conductivité hydraulique initiale est de l'ordre de 10^{-5} m/s puis elle décroît au cours du temps. La valeur minimale de la conductivité hydraulique est mesurée bien après la valeur maximale du taux d'érosion. Conformément aux descriptions réalisées par [8] et [4], cette diminution de la conductivité hydraulique peut être attribuée à la filtration d'une partie des particules détachées ce qui provoque un colmatage au cœur même de l'échantillon. Par conséquent au cours du processus de suffusion seule une partie des particules détachées est collectée à l'aval de l'échantillon, l'autre partie étant filtrée au sein de l'échantillon.

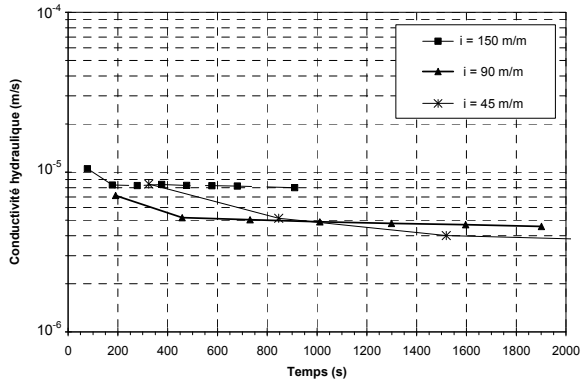


FIGURE 5: CONDUCTIVITÉ HYDRALIQUE VERSUS TEMPS POUR DIFFERENTES VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE APPLIQUÉ

Discussion et interprétation des essais

Influence de la longueur de l'échantillon sur l'approche en gradient hydraulique

Sur la Figure 6 sont présentées les valeurs maximales du taux d'érosion $\dot{m}_{\max}$ en fonction du gradient hydraulique appliqué pour tous les essais réalisés. Une loi en puissance peut être établie entre le taux d'érosion maximum et le gradient hydraulique appliqué, conformément à l'expression proposée par [1] pour la suffusion d'argile :

$$\dot{m}_{\max} = 2{,}7\,10^{-3}\left(10^{0{,}02\ i} - 1\right) \quad (R^2 = 0{,}86) \qquad (6)$$

Toutefois aucune relation unique ne semble exister et le taux d'érosion peut doubler pour une même valeur de gradient hydraulique (par exemple pour 90 m/m ou 150 m/m).

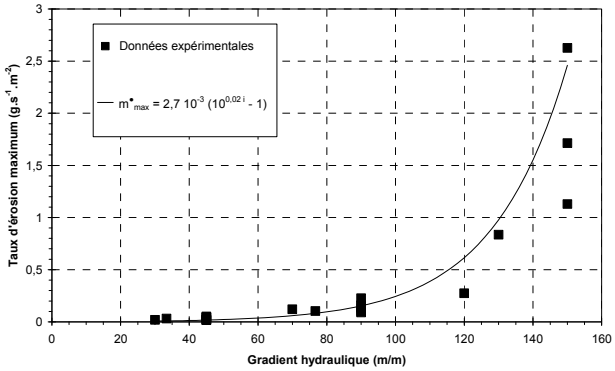
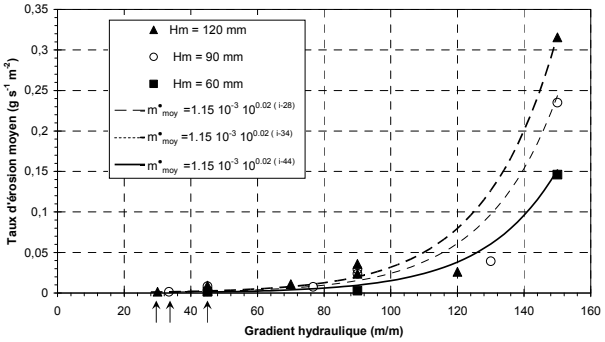
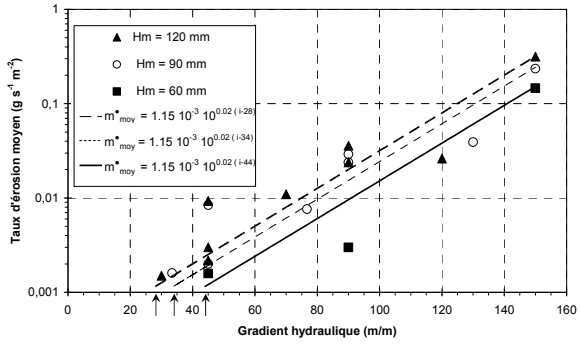


FIGURE 6: TAUX D'ÉROSION MAXIMUM VERSUS GRADIENT HYDRAULIQUE



(A)



(B)

FIGURE 7: TAUX D'ÉROSION MOYEN VERSUS GRADIENT HYDRAULIQUE (A) ECHELLE LINÉAIRE, (B) ECHELLE LOGARITHMIQUE

Le taux moyen d'érosion $\dot{m}_{moy}$ est défini comme le ratio de la masse sèche érodée sur la durée totale de l'essai et la section transversale de l'échantillon. Les valeurs du taux moyen d'érosion sont représentées en fonction du gradient appliqué en échelle linéaire sur la Figure 7(A) et en échelle logarithmique sur la Figure 7(B) afin de faciliter la lecture du gradient critique. Le gradient hydraulique critique est associé à la précision de mesure du taux d'érosion estimée à $1{,}15\ 10^{-3}$ g $s^{-1}m^{-2}$. Une corrélation est alors établie entre le taux d'érosion moyen et le gradient hydraulique pour chaque longueur d'échantillon. Pour $H_m = 60$ mm, $H_m = 90$ mm et $H_m = 120$ mm ces corrélations peuvent être exprimées respectivement par les équations (7), (8) et (9) :

$$\dot{m}_{moy} = 1{,}15\,10^{-3}\,10^{0{,}02\ (i\,-\,44)} \qquad (R^2=0.99) \qquad (7)$$

$$\dot{m}_{moy} = 1{,}15\,10^{-3}\,10^{0{,}02\ (i\,-\,34)} \qquad (R^2=0.93) \qquad (8)$$

$$\dot{m}_{moy} = 1{,}15\,10^{-3}\,10^{0{,}02\ (i\,-\,28)} \qquad (R^2=0.96) \qquad (9)$$

Le gradient critique correspondant dépend de la longueur des échantillons : $i_{cr} = 44$ m/m pour $H_m = 60$ mm, $i_{cr} = 34$ m/m pour $H_m = 90$ mm et $i_{cr} = 28$ m/m pour $H_m = 120$ mm. Ces valeurs de gradient hydraulique critique sont signalées par des flèches sur les Figures 7(A) et 7(B).

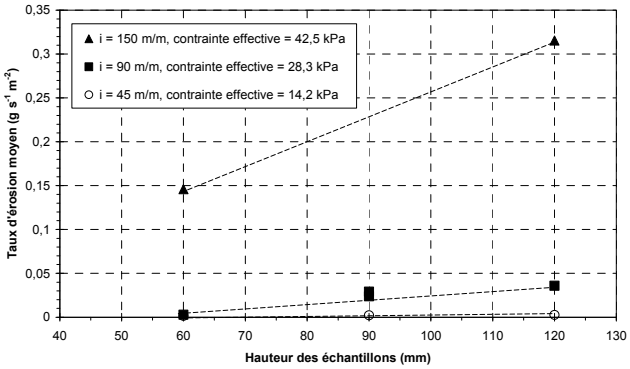


FIGURE 8: TAUX D'ÉROSION MOYEN VERSUS HAUTEUR DES ECHANTILLONS POUR DIFFERENTES VALEURS DU GRADIENT HYDRAULIQUE APPLIQUÉ

Donc pour un accroissement de la hauteur de l'échantillon de 60 mm à 120 mm, le rapport des gradients critiques mesurés correspondant est : $i_{cr\ 120mm}/\ i_{cr\ 60mm} = 28/44 = 0{,}64$. Pour cette même plage de variation de la hauteur de l'échantillon, le gradient calculé par le critère de Li (équation 1) conduit à un rapport $i_{cr\ 120mm}/\ i_{cr\ 60mm} = 0{,}5$. Dans le cas du renard, le gradient critique peut être déterminé par les équations (2) et (3). Les valeurs des paramètres sont fixées conformément aux données de Sellmeijer [9] : angle de pendage $\Theta = 54°$, perméabilité intrinsèque normalisée pour un sable argileux $K/d^2 = 0{,}0045$, facteur de traînée $\beta = 4$. Le diamètre des particules est choisi égal au $d_{70} = 230$ µm. Le rapport des valeurs de gradient hydraulique ainsi calculées est : $i_{cr\ 120mm}/i_{cr\ 60mm} = 0{,}82$. Ainsi pour un accroissement de la longueur des échantillons de 60 mm à 120 mm, la diminution correspondante du gradient hydraulique critique mesuré est comprise entre la diminution obtenue avec le critère de Li [3] et celle obtenue avec le critère de Sellmeijer [9].

Avec l'objectif d'étudier l'effet d'échelle sur le développement de la suffusion, la Figure 8 présente le taux d'érosion moyen en fonction de la longueur de l'échantillon pour une même valeur de gradient hydraulique appliqué et une même contrainte effective à la base de l'échantillon.

Pour les trois valeurs de contrainte effective appliquée, le taux d'érosion augmente avec la longueur de l'échantillon. Avec un gradient hydraulique de 150 m/m, la comparaison des valeurs mesurées pour un échantillon d'une longueur de 60 mm et pour un échantillon de 120 mm met en évidence le doublement du taux d'érosion. Ainsi l'approche en gradient hydraulique tend aussi à générer un effet d'échelle pour l'interprétation du développement de la suffusion.

Principe de l'analyse énergétique

L'approche proposée consiste à modéliser la sollicitation hydraulique par l'énergie dissipée par le fluide lors de son écoulement interstitiel. L'équation de la dissipation de l'énergie a tout d'abord été proposée dans le cas de l'érosion d'interface [5], puis adaptée à la suffusion [6]. L'équation est établie entre une section amont A et une section aval B de l'échantillon. Un volume V de fluide, de masse M et de masse volumique ρ_w, est en contact avec son environnement (sol et cellule) suivant une surface S. La surface extérieure du volume est orientée par son vecteur normal $\vec{n}$ du fluide vers l'environnement. La dissipation de l'énergie pour le fluide interstitiel s'exprime par :

$$\frac{dE}{dt} = \frac{d}{dt}\iiint_{Mass}\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).dM \qquad (10)$$
$$= \frac{\partial}{\partial t}\iiint_{Volume}\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).\rho_w\,dV + \oiint_S\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).\rho_w(\vec{U}\,\vec{n}).dS$$

et

$$\frac{dE}{dt} = \frac{dE_{Ther}}{dt} + \frac{dW}{dt} \qquad (11)$$

avec, E_{Ther} : l'énergie thermique échangée avec l'environnement ; W : le travail mécanique entre les sections A et B ; e_{int} : l'énergie interne du fluide ; U : la vitesse du fluide de composantes (u, v, w) et z : les coordonnées.

Afin de simplifier l'équation, la température et donc l'énergie interne sont supposées constantes pendant la durée d'un essai, le système est considéré adiabatique et l'étude est menée en régime permanent.
La puissance totale dissipée est la somme de la puissance dissipée par pression, par détachement des grains à l'interface S et enfin par viscosité et turbulence au sein du fluide, cette dernière composante étant nommée intra fluide. La puissance totale dissipée peut donc s'écrire :

$$\frac{dW}{dt} = \frac{dW_{pression}}{dt} + \frac{dW_{intra\ fluid}}{dt} + \frac{dW_{détachement}}{dt} \qquad (12)$$

L'ensemble des équations (10) à (12) permet d'écrire:

$$\frac{dW_{intra\ fluid}}{dt} + \frac{dW_{détachement}}{dt} = \oiint_S\left(\frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z} + \frac{P}{\rho_w}\right)\rho_w\left(\vec{U}\,\vec{n}\right)dS \qquad (13)$$

La conservation du débit avec une même section pour l'échantillon permet de supposer une même vitesse moyenne du fluide dans les sections A et B.
L'équation (13) devient donc:

$$\frac{dW_{intra\ fluid}}{dt} + \frac{dW_{détachement}}{dt} = \rho_w\, g\, \Delta z\, Q + Q\, \Delta P \qquad (14)$$

avec $\Delta P = P_A - P_B$; $\Delta z = z_A - z_B$; Q : le débit.

$\Delta z > 0$ si l'écoulement est descendant, $\Delta z < 0$ si l'écoulement est ascendant et la puissance est égale à Q ΔP si l'écoulement est horizontal.

Cette puissance dissipée va générer le détachement puis le transport des grains détachés, elle est nommée puissance d'érosion $P_{érosion}$. L'énergie dissipée par érosion est déterminée par l'intégration temporelle de la puissance d'érosion.

Interprétation des essais par analyse énergétique
L'interprétation des essais est effectuée en deux étapes. Dans une première étape, la puissance d'érosion est déterminée pour chaque flacon d'effluent à l'aide de l'équation (14) et avec $P_A = \rho_w\, g\, N\, (H_w - H_m)$ et $P_B = 0$. Pour un essai donné, la valeur moyenne de la puissance d'érosion $P_{érosion\ moy}$ peut alors être calculée. La seconde étape consiste à déterminer l'énergie dissipée pour chaque flacon par la multiplication de la puissance avec la durée correspondante. L'énergie totale dissipée E est obtenue par la sommation de l'énergie dissipée pour chaque flacon.

La Figure 9 présente le taux moyen d'érosion en fonction de la puissance d'érosion moyenne. Une corrélation linéaire entre le taux d'érosion moyen (exprimé en $g\ s^{-1}\ m^{-2}$) et la puissance d'érosion moyenne (exprimée en W) peut être établie sous la forme :

$$m^{\bullet}_{moy} = 0{,}3504\ P_{érosion\ moy} \qquad (R^2 = 0{,}97) \qquad (15)$$

Cette corrélation est indépendante de la longueur des échantillons. Donc l'analyse énergétique permet d'interpréter les essais de suffusion en s'affranchissant de l'effet d'échelle induit par l'analyse en gradient hydraulique.

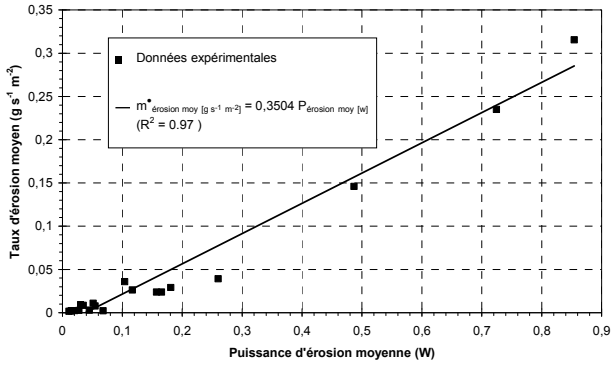


FIGURE 9: TAUX D'ÉROSION MOYEN VERSUS PUISSANCE D'ÉROSION MOYENNE

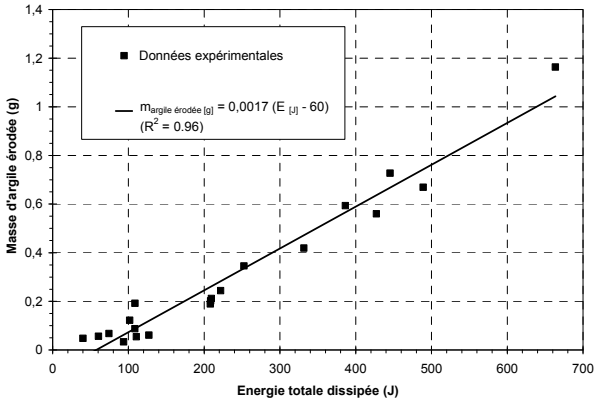


FIGURE 10: MASSE D'ARGILE ÉRODÉE VERSUS ENERGIE TOTALE DISSIPÉE

Par conséquent le taux d'érosion moyen peut être estimé à partir de la puissance d'érosion moyenne sans influence significative de la longueur des échantillons.

La Figure 10 présente la masse sèche d'argile érodée, $m_{argile\ érodée}$ en fonction de l'énergie totale dissipée.
Une corrélation linéaire entre la masse sèche d'argile érodée ($m_{argile\ érodée}$ en g) et l'énergie totale (E en J) est exprimée par :

$$m_{argile\ érodée} = 0{,}0017\ (E - 60) \qquad (R^2 = 0{,}96) \qquad (16)$$

Dans le cas du sol testé, selon l'équation (16) si l'énergie totale dissipée est inférieure à 60 J, aucune érosion significative ne devrait apparaître. Toutefois, lors d'un essai caractérisé par une énergie de 40 J, une très faible quantité d'argile érodée ($m_{argile\ érodée} = 0{,}05$ g) a été mesurée. Donc selon la précision des mesures réalisées, la valeur critique d'énergie semble être 40 J. Ces mesures mettent en évidence la nécessité de définir la valeur minimale de masse d'argile érodée associée à la précision des mesures pour caractériser l'initiation de l'érosion.

Conclusion

Afin de pouvoir caractériser le processus de suffusion sous contrainte effective contrôlée, un érodimètre embarqué dans la centrifugeuse géotechnique de IFSTTAR a été développé.

Plusieurs échantillons de sable argileux de longueurs différentes sont ainsi testés afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur l'initiation et le développement de la suffusion. L'analyse des résultats montre que l'approche en gradient hydraulique est influencée par la longueur de l'écoulement. En effet, la valeur du gradient hydraulique critique et l'amplitude du taux d'érosion dépendent de la longueur de l'échantillon. L'accroissement de la longueur de l'échantillon testé d'un facteur 2 est associé à la variation du gradient hydraulique critique d'un facteur 0,6 et le taux d'érosion peut doubler. La décroissance du gradient hydraulique critique avec la longueur de l'échantillon met donc en évidence la surestimation de la valeur du gradient hydraulique critique déterminée à partir d'essais de laboratoire, vis-à-vis de la valeur réelle du gradient hydraulique critique à l'échelle de l'ouvrage. Cette influence de la longueur de l'échantillon est probablement due à la filtration au cœur de l'échantillon d'une partie des particules détachées ce qui provoque un colmatage et une diminution de la conductivité hydraulique. De cette diminution, résulte une modification du chargement hydraulique appliqué au sol.

L'analyse proposée est basée sur la détermination de la puissance dissipée par le fluide interstitiel qui génère l'érosion. Cette analyse aboutie à une corrélation linéaire, indépendante de la longueur de l'échantillon testé, entre le taux d'érosion moyen et la puissance d'érosion moyenne.

Par intégration temporelle de la puissance d'érosion sur la durée des essais, l'énergie dissipée par le fluide interstitiel est déterminée. Donc en comparaison avec l'approche en gradient hydraulique, l'analyse énergétique prend en compte l'énergie potentielle, la vitesse de l'écoulement et l'historique du chargement hydraulique. La masse d'argile érodée est linéairement corrélée avec l'énergie dissipée. Cette analyse permet donc de caractériser la suffusion sans influence de la longueur de l'échantillon testé.

A partir de cette étude, plusieurs enseignements utiles aux praticiens peuvent être tirés. L'analyse d'essais de laboratoire à l'aide de l'approche en gradient hydraulique peut conduire à une surestimation de la valeur du gradient hydraulique critique, ce qui s'oppose à la gestion des risques pour les ouvrages. L'analyse qui repose sur la détermination de la puissance dissipée par le fluide permet de s'affranchir de ce biais et par ailleurs cette approche permet de calculer l'énergie dissipée correspondante. Ainsi cette méthode d'interprétation permet de prendre en compte l'évolution de la sollicitation hydraulique, paramètre qui peut fortement influencer la sensibilité du sol à la suffusion [7].

Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier la Région des Pays de la Loire pour son soutien financier pour ce travail, dans le cadre du projet régional R2GC.

Références

[1] Bendahmane F., Marot D., Alexis A. (2008). *Experimental parametric study of suffusion and backward erosion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE) Vol. 134, n°1, pp. 57-67.

[2] Garnier J., Gaudin C., Springman S.M., Culligan P.J., Goodings D., Konig D., Kutter B., Phillips R., Randolph M.F., Thorel L. (2007). *Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling*. Int. J. Physical Modelling in Geotechnics ISSN 1346-213X, Vol. 7, n°3, pp 1-24.

[3] Li M. (2008). *Seepage induced instability in widely graded soils*. PhD thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada.

[4] Marot D., Bendahmane F., Rosquoet F., Alexis A. (2009). *Internal flow effects on isotropic confined sand-clay mixtures*. Soil & Sediment Contamination, an International Journal, Vol. 18, n° 3, pp. 294-306.

[5] Marot D., Regazzoni P.L., Wahl T. (2011). *An energy based method for providing soil surface erodibility rankings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Vol. 137 n°12, pp. 1290-1294.

[6] Marot D., Le V.D., Garnier J., Thorel L., Audrain P. (2012). *Study of scale effect in an internal erosion mechanism*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 16, n°1, pp. 1–19.

[7] Nguyen H.H., Marot D., Bendahmane F. (2012). *Erodibility characterisation for suffusion process in cohesive soil by two types of hydraulic loading*. La Houille Blanche, International Water Journal, n°6, pp. 54-60.

[8] Reddi, L.N., Lee, I., Bonala, M.V.S. (2000). *Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-kaolinite mixture*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 23, n° 1, pp. 116-122.

[9] Sellmeijer J.B. (1988). *On the mechanism of piping under impervious structures*. PhD thesis, Delft University of Technology, Netherlands.

[10] Skempton, A.W., Brogan, J.M. (1994). *Experiments on piping in sandy gravels*. Géotechnique, Vol. 44, n°3, pp. 440-460

Mots clés

Suffusion, effet d'échelle, banc centrifugé, modèle d'érosion, analyse énergétique

.

Analyse phénoménologique et caractérisation de la sensibilité à la suffusion

Phenomenological analysis and sensibility characterization for suffusion process

D. Marot[1], Y. Sail[1], L. Sibille[1]

[1]Université Nantes Angers Le Mans LUNAM, Institut GeM, CNRS, Saint-Nazaire, didier.marot@univ-nantes.fr

Résumé

Afin d'améliorer la compréhension et de caractériser les phénomènes mis en jeu lors de l'érosion interne des sols, un érodimètre de grandes dimensions a été développé. Une contrainte axiale ainsi qu'un écoulement vertical descendant sous gradient hydraulique contrôlé sont appliqués sur l'échantillon. Cet appareillage permet le suivi dans le temps : des profils de densité et de charges hydrauliques locales, de la masse érodée, du débit injecté et du tassement de l'échantillon. Une campagne d'essais paramétriques est réalisée sur des échantillons de billes de verre à granulométrie discontinue contenant 40 % de fines.

Les essais mettent en évidence que la suffusion de particules fines concerne l'ensemble de l'échantillon. Ce phénomène s'accompagne, en partie aval d'une diminution de la densité et en partie amont d'un accroissement de la densité généré par un réarrangement des grains. La suffusion s'accompagne également de surpressions interstitielles localisées qui progressent de l'amont vers l'aval, jusqu'à l'apparition d'un débourrage localisé. La suffusion est responsable de 43 % de la masse érodée totale et de 75 % du tassement total.

Ces essais montrent qu'une érosion graduelle dans le temps et diffuse dans l'espace peut être à l'origine d'une forme d'érosion par « débourrage » beaucoup plus rapide. Il convient donc de caractériser précisément la sensibilité du matériau à la suffusion.

La caractérisation de la sensibilité à la suffusion est menée suivant deux analyses. La première analyse est basée sur le gradient hydraulique mais elle ne permet pas d'obtenir une caractérisation unique pour les différents historiques de chargement hydraulique. La deuxième analyse proposée repose sur la détermination de la puissance dissipée par l'écoulement du fluide interstitiel. Afin de prendre en compte l'historique de chargement hydraulique, l'énergie d'érosion est déterminée par intégration temporelle de la puissance. Cette analyse permet d'aboutir à une même caractérisation de la sensibilité à la suffusion du matériau testé.

Abstract

With the objective to improve the understanding and to characterize the internal erosion processes in soils, a large oedo-permeameter is developed. An axial load is applied on specimen together with a downward flow with a constant hydraulic gradient. During the testing time, the bench can measure the spatial variability of density and of hydraulic head along the specimen. Axial deformation, injected flow and eroded mass are also measured during the testing time. A parametric study was performed on gap graded glass beads specimens which contain 40 % of fine particles.

Tests show that suffusion of fine particles is diffused phenomenon which concerns the whole specimen. This process induces a decrease of density on specimen downstream part and the increase of density on upstream part due to the compaction of the granular assembly. Suffusion process is accompanied by localized interstitial overpressures which progress in a downward direction and finally leading to a localized blowout. Suffusion is responsible of about 43 % of the total extracted mass and about 75 % of the total settlement.

This study shows that a progressive and diffuse process of erosion can induce a blowout with a much more rapid development. Thus the soil sensibility to suffusion process has to be characterized precisely.

Two types of analyse are realized in order to characterize the soil sensibility to suffusion. The first analysis is based on hydraulic gradient, but it doesn't lead to a unique characterization according to the different hydraulic loading histories. The second analysis is based on power expended by interstitial fluid flow. With the objective to take into account the hydraulic loading history, the energy expended is computed by temporal integration of power. This analysis leads to a unique erodibility characterisation of the tested material.

Introduction

L'interaction de l'eau avec des ouvrages hydrauliques (barrages, digues et levées) génère des écoulements au cœur de l'ouvrage qui peuvent produire un arrachage puis une migration des grains constituant le sol de l'ouvrage lui-même ou celui de ses fondations. Ce processus dénommé érosion interne peut modifier les propriétés hydrauliques du sol, notamment sa perméabilité, mais peut également modifier le comportement mécanique du matériau et peut ainsi porter préjudice à la stabilité de l'ouvrage. L'apparition de brèches dans certains ouvrages récents souligne la nécessité d'améliorer la compréhension des phénomènes mis en jeu, notamment leur développement et leur incidence sur le comportement mécanique du matériau.

L'initiation du phénomène d'érosion interne est gouvernée par des conditions géométriques tels que la granulométrie, la porosité [3], la forme des grains [4] [6] [9] ainsi que par les conditions de chargement telles que la pression moyenne et le gradient hydraulique critique [2] [10] [12]. Différents appareillages ont été développés afin de caractériser la sensibilité des sols à l'érosion. Pourtant des interrogations demeurent sur les processus complexes d'initiation et de développement de l'érosion interne. Par ailleurs très peu de données sont disponibles concernant l'influence de l'historique de chargement hydraulique sur la sensibilité du sol à l'érosion.

Afin de caractériser l'initiation et le développement de l'érosion interne, nous avons développé un nouveau dispositif expérimental. Ce dispositif est présenté ainsi que les résultats d'essais réalisés sur des échantillons composés de billes de verre. Les résultats des essais sont tout d'abord interprétés suivant une analyse en gradient hydraulique puis une nouvelle analyse est proposée.

Description du montage

Le principe général du dispositif est présenté sur la Figure 1. Le dispositif est conçu afin de reconstituer un échantillon qui est saturé, consolidé en condition oedométrique puis sollicité par un écoulement interne. Le montage est composé d'une cellule oedo-perméamétrique, d'un système de récolte des particules érodées, d'un dispositif de chargement axial, d'un système pour générer un écoulement descendant sous charge hydraulique constante, d'un système gamma-densimétrique et d'un ensemble pour le pilotage et l'acquisition automatique des différentes grandeurs mesurées.

Cellule oedoperméamétrique

La cellule rigide de forme cylindrique est fabriquée en plexiglas afin de permettre l'observation de l'échantillon au cours des essais. Elle permet la réalisation d'échantillons de 280 mm de diamètre et de hauteur maximale 600 mm. Il est à noter que ces dimensions de cellule permettent de tester des échantillons d'élancement 2 et contenant des graviers avec un D_{max} de 9 mm (ce qui correspond à un facteur de cellule $D_{max}/\Phi_{cellule} = 30$). La paroi de la cellule est équipée de quatorze prises de pressions interstitielles réparties en deux rangs opposés par rapport à la cellule. Avec l'objectif d'éviter les écarts de mesure entre plusieurs capteurs de pression, toutes les prises de pressions sont reliées avec des tubulures à un scrutateur rotatif [1], lui-même connecté à un unique capteur de pression. Afin de pouvoir tester des échantillons de longueurs différentes, plusieurs supports d'échantillon sont utilisables et dotés en partie supérieure d'une grille métallique. Les ouvertures carrées de cette grille sont de 10 mm de côté, autorisant ainsi la migration de tous les grains. L'ouverture du tamis utilisé est un paramètre qui influence fortement le processus d'érosion [5]. Aussi afin d'avoir la possibilité d'utiliser des tamis d'ouvertures différentes, une couronne de diamètre ajusté à la cellule permet de fixer un tamis sur la grille support. En partie haute c'est-à-dire à l'amont de l'échantillon, la cellule est dotée de deux orifices d'injection de 10 mm de diamètre et la partie basse est en forme d'entonnoir avec à l'aval une vanne pneumatique à papillon.

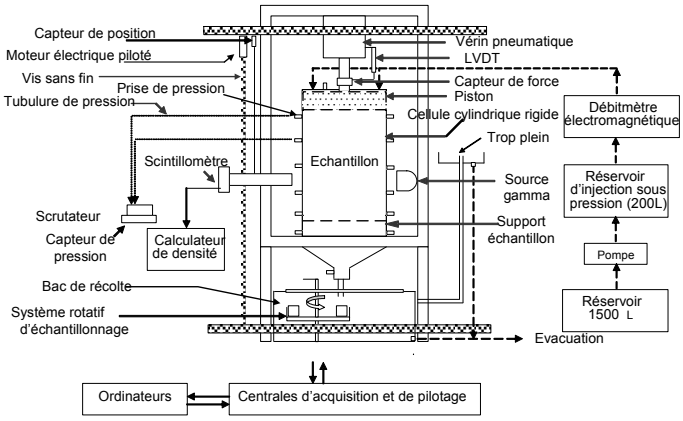


FIGURE 1: SCHÉMA GÉNÉRAL DU DISPOSITIF

Système de récolte

Dans le but de caractériser les grains érodés, la sortie de la cellule en forme d'entonnoir est reliée à une cellule de récolte qui comprend un système rotatif accueillant 9 béchers pour l'échantillonnage. Cette cellule est dotée d'un trop plein dont le niveau est réglable afin de contrôler la charge maintenue constante à la base de l'échantillon.

Dispositif de chargement axial

Le dispositif de chargement comprend un piston, un vérin, un capteur de force, un capteur de déplacement et un bâti support. Le piston qui vient se positionner en tête d'échantillon est constitué de plaques perforées en inox, séparée par un lit de gravier de 61 mm d'épaisseur pour diffuser l'eau injectée vers l'échantillon. Le vérin

pneumatique d'une capacité de 11,5 kN a une course de 200 mm pour maintenir la contrainte axiale même lors de grandes déformations de l'échantillon. Afin de mesurer les déformations axiales de l'échantillon, un capteur de déplacement LVDT mesure les déplacements du piston. Un capteur de force de capacité 50 kN est positionné entre le vérin et le piston. Le bâti du dispositif permet à la fois la fixation du vérin, du capteur de déplacement et celle de la cellule qui est installée sur une couronne à billes afin de pouvoir la faire pivoter suivant son axe vertical.

Dispositif hydraulique

Une étude préalable portant sur la gamme de perméabilité des sols à tester et la durée envisagée des essais nous a permis de dimensionner le dispositif hydraulique. Le système d'alimentation en eau est composé de deux réservoirs et d'une pompe. Le premier réservoir est d'une capacité de 1500 litres approvisionné en eau du réseau et positionné dans une salle à température régulée. Le deuxième réservoir est une citerne métallique sous pression d'une capacité de 200 litres. Cette citerne est alimentée à partir du premier réservoir via la pompe. Le circuit qui relie la citerne à l'échantillon est doté de deux débitmètres électromagnétiques de capacités différentes (120 l/h ; 480 l/h). Un manomètre permet de régler la pression d'eau en tête de l'échantillon et donc le gradient hydraulique appliqué. Pour l'application d'un gradient hydraulique inférieur à l'unité, un réservoir à niveau constant et positionné sur un système vertical coulissant peut être utilisé en substitution de la citerne sous pression.

Dispositif gamma densimétrique

Ce dispositif a été développé par [1]. Le système de mesure de densité est composé d'une source radioactive, d'un scintillomètre relié à un calculateur et d'un bâti support. La source radioactive émet un rayonnement gamma qui traverse diamétralement la cellule et l'échantillon. Le scintillomètre est positionné en face de la source. Ces deux composants sont positionnés sur un chariot qui peut translater verticalement grâce à un moteur, une vis sans fin et un capteur de position.

Ensemble de pilotage et d'acquisition

Le système de pilotage et d'acquisition des données est composé de deux centrales AOIP couplées à deux ordinateurs. La première centrale permet le pilotage du mouvement vertical du banc gamma densimétrique et l'acquisition des valeurs de densité et de la position verticale du banc pour chacune des stations souhaitées. Afin de limiter les écarts de positionnement du gamma densimètre, le chariot est soumis à une vitesse de croisière entre deux stations puis à une vitesse réduite d'approche. Simultanément à la mesure de densité pour chacune des stations, cette centrale pilote le scrutateur rotatif pour mesurer la charge hydraulique en chacune des prises de pression. Le fonctionnement de la deuxième centrale est synchronisé avec celui de la première. Cette deuxième centrale permet l'acquisition des mesures de déplacement du piston, du débit d'eau injecté, de la force axiale appliquée et de la masse érodée au cours de l'essai.

Caractéristiques du matériau testé et protocole

Une série d'essais est effectuée sur un mélange de billes de verre. Ce matériau modèle nous permet d'une part de s'affranchir de l'effet de certains paramètres comme l'angularité des grains et la cohésion entre les grains, et d'autre part de confronter nos résultats avec ceux de Moffat et Fannin [10].

Granulométrie du mélange testé

La Figure 2 présente la courbe granulométrique du mélange testé (nommé G4-C par [10]) et les deux distributions granulométriques qui le constituent.

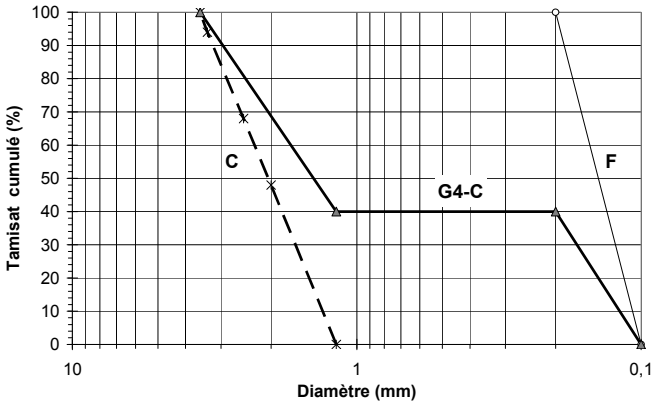


FIGURE 2: DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DE LA FRACTION GROSSIÈRE (C), DE LA FRACTION FINE (F) ET DU MÉLANGE TESTÉ (G4-C)

La granulométrie dénommée F est équivalente à un sable fin avec un coefficient d'uniformité Cu = 1,4 et un d_{85} = 0,19 mm. La granulométrie C est équivalente à un sable grossier avec Cu = 1,7 et d_{10} = 1,40 mm. L'échantillon G4-C est constitué de 40 % de F et 60 % de C ce qui lui confère une granulométrie discontinue. Les classes granulaires qui constituent l'échantillon sont introduites dans le bol de malaxage par couches en disposant une couche de fines entre deux couches de grossiers. De l'eau est ajoutée pour atteindre une teneur en eau de l'ordre de 10 %. Le malaxage est ensuite réalisé pendant 3 min.

Procédure expérimentale

La cellule est tout d'abord remplie d'eau afin de saturer les tubulures, le scrutateur et le capteur de pression par écoulement gravitaire. Conformément aux conditions d'essais de [10] un tamis de 1,25 mm d'ouverture est fixé sur

la grille support d'échantillon afin de n'autoriser que le passage des billes correspondant à la granulométrie F. La mise en place de l'échantillon dans la cellule est réalisée avec la technique de slurry deposition utilisée par [10]. Le niveau d'eau dans la cellule est abaissé jusqu'à l'obtention d'une hauteur d'eau de 2 cm au dessus du support d'échantillon. Cette épaisseur assure la saturation de l'échantillon et évite la ségrégation du mélange. Les billes sont ensuite versées précautionneusement en petites quantités en limitant leur hauteur de chute. Cette opération est répétée pour l'ensemble de l'échantillon en maintenant toujours une épaisseur de 2 cm d'eau au dessus du mélange. La granulométrie du mélange ainsi obtenue est vérifiée en plusieurs endroits dans la cellule. Un tamis de 0,08 mm est positionné sur la face supérieure de l'échantillon pour bloquer toute migration des fines vers le piston.

Après positionnement du piston et fermeture de la cellule, le piston et l'ensemble du circuit hydraulique sont saturés. La consolidation est effectuée en appliquant un chargement axial de 25 kPa en tête de l'échantillon. Le double drainage de l'échantillon permet une dissipation des surpressions en tête et pied d'échantillon et la consolidation est vérifiée par mesure de la pression interstitielle en chaque prise de pression. L'acquisition des différentes mesures est lancée puis l'échantillon est soumis à un écoulement descendant avec une première valeur de gradient hydraulique. Ce gradient est augmenté par paliers jusqu'à rupture de l'échantillon. Durant l'essai, les deux centrales d'acquisition ont une période d'acquisition d'une seconde et un échantillonnage manuel de l'effluent est effectué avec une période de 6 minutes. Pour une longueur d'échantillon de 450 mm, la Figure 3 présente le positionnement des différentes prises de pression (numérotées à gauche de G1 à G5, à droite de D1 à D5 et H6 en tête de la cellule) et celui des stations de mesure de densité (de S1 à S6). L'élévation de ces différentes positions est indiquée par rapport à la base de l'échantillon.

A la fin de chaque palier de chargement hydraulique : l'échantillon est isolé par fermeture simultanée des vannes amont et aval, des photographies de l'échantillon sont effectuées et le réservoir sous pression est rempli.

Principales caractéristiques des essais effectués

Les essais présentés dans cette communication diffèrent vis-à-vis de trois paramètres : la hauteur initiale des échantillons, l'amplitude des paliers de gradient hydraulique et la durée des paliers de gradient hydraulique. Le Tableau 1 présente les valeurs de ces paramètres pour chacun des essais réalisés.

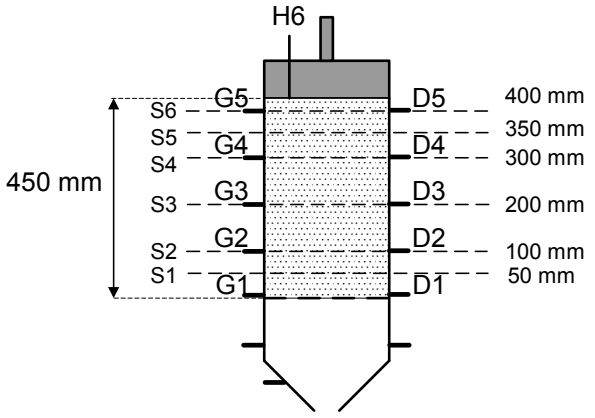


FIGURE 3: POSITIONNEMENT DES PRISES DE PRESSION ET DES STATIONS DE MESURE DE DENSITÉ

TABLEAU 1: PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS RÉALISÉS

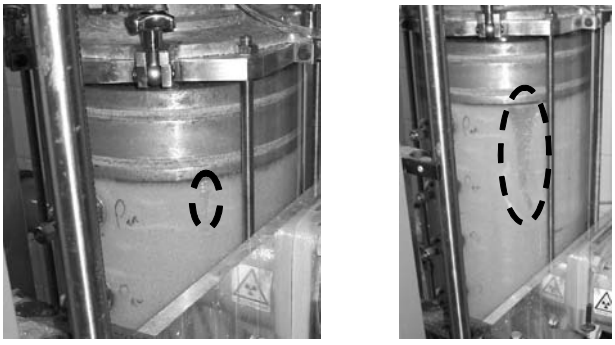
Numéro de l'essai	Hauteur initiale de l'échantillon (mm)	Amplitudes successives des paliers de gradient hydraulique	Durée des paliers (h)
1-7	450	1 – 2 – 3 – 4 – 4,9	1
2-14	450	1 – 2 – 3 – 4 – 4,7	1
3-12	250	1 – 2 – 3– 3,2	1
4-13	250	0,1 – 0,2 – 0,4 – 0,8 – 1– 2,2 – 3	1
5-8	600	1 – 2 – 3 – 4 – 4,9– 5,5	1
6-22	250	0,1 – 0,2 – 0,4 – 0,8– 1	1 – 1 – 5 – 4 - 1

Analyse phénoménologique

Phénomènes systématiquement observés

Afin de présenter les différents phénomènes systématiquement observés au cours des essais, nous détaillons les mesures réalisées pendant l'essai 1-7.

Cinq paliers de gradient hydraulique ont été appliqués : $i_1 = 1$, $i_2 = 2$, $i_3 = 3$, $i_4 = 4$ et $i_5 = 4,9$. La durée des quatre premiers paliers a été de 60 minutes et 50 minutes après le début du cinquième (correspondant à une durée totale t = 310 min), un débourrage localisé a débuté. Ce débourrage se traduit par la création d'une zone verticale caractérisée par l'absence de fines [11]. Ce débourrage est tout d'abord détecté en partie amont de l'échantillon (cf. Figure 4A) puis il progresse vers l'aval (cf. Figure 4B) au voisinage des prises de pression D5, D4, D3, D2 et finalement D1.



(A) (B)

FIGURE 4: (A) INITIATION DU DÉBOURRAGE LOCALISÉ (GRADIENT HYDRAULIQUE 4.9, DUREE = 310 MIN), (B) DÉVELOPPEMENT PROGRESSIF DU DÉBOURRAGE (DUREE = 312 MIN)

Conductivité hydraulique et charge hydraulique

La Figure 5 représente les valeurs instantanées du débit et du gradient hydraulique global pour les 5 paliers successifs. Au cours du premier palier ($i_1 = 1$), le débit est de 0,5 L/min. Pour les trois paliers suivants, le débit a pour valeurs successives : 0,8 L/min, 1,2 L/min et 1,5 L/min. Au cours des 52 premières minutes du cinquième palier ($i_5 = 4,9$), le débit est de 2 L/min puis il augmente brutalement pour atteindre 6 L/min.

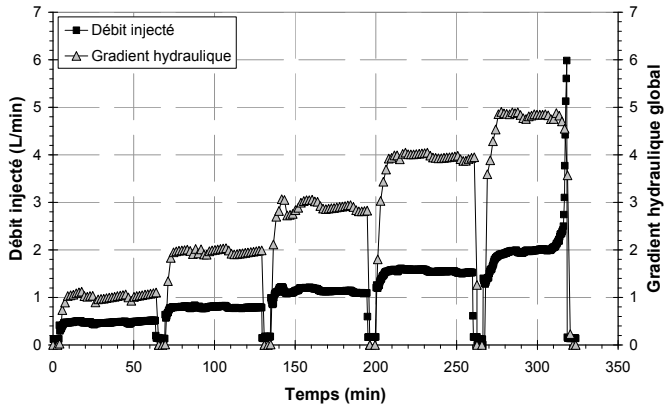


FIGURE 5: EVOLUTION INSTANTANÉE DU DÉBIT INJECTÉ ET DU GRADIENT HYDRAULIQUE GLOBAL APPLIQUÉ

Au cours du premier palier, la conductivité hydraulique de l'échantillon est de $k = 1,2\ 10^{-4}$ m/s. Du deuxième palier au début du cinquième palier, la conductivité hydraulique reste constante à $k = 1,1\ 10^{-4}$ m/s. Finalement elle augmente brutalement jusqu'à $k = 3,3\ 10^{-4}$ m/s.

Pendant les quatre premiers paliers, les évolutions locales des charges hydrauliques restent homogènes et ne demandent pas de commentaire particulier. La Figure 6 présente les profils de charge hydraulique au cours du cinquième palier.

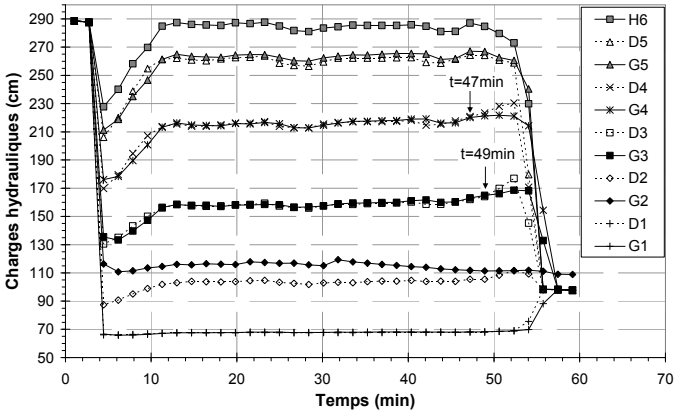


FIGURE 6: EVOLUTION INSTANTANÉE DES PROFILS DE CHARGES HYDRAULIQUES AU COURS DU 5ÈME PALIER DE CHARGEMENT HYDRAULIQUE

A t = 5 min, la charge hydraulique diminue à cause de l'ouverture de la vanne aval. A t = 47 min, un accroissement de charge hydraulique $\Delta h = 7$ cm (soit une surpression de 0,7 kPa) est mesuré à la prise de pression D4 située en partie supérieure de l'échantillon (cf. Figure 3). Deux minutes plus tard, un accroissement similaire est mesuré un peu plus en aval au niveau de la prise de pression D3. Ces augmentations de pression interstitielle ont précédé l'initiation du débourrage délocalisé (à t= 50 min) qui s'est développé de l'amont vers l'aval au voisinage de la position des prises de pression de D5 à D1.

Ces accroissements de pression interstitielle sont très localisés puisque aucune variation significative de pression n'a pu être mesurée au niveau des prises de pression G1 à G5.

Masse érodée et densité

Sur la Figure 7 sont présentées les variations au cours du temps du pourcentage massique de fines érodées (rapport de la masse de fines érodées et de la masse de fines initialement présentes au sein de l'échantillon).

Au cours des premières vingt minutes des quatre premiers paliers de chargement hydraulique une faible érosion de particules fines est systématiquement détectée. Le pourcentage de fines érodées évolue ensuite très peu jusqu'à la fin du palier concerné. A la fin des quatre premiers paliers, le pourcentage massique de fines érodées atteint successivement les valeurs de 1%, 1,5%, 2,7% et 3,9%. Après 50 minutes du cinquième palier, le pourcentage massique de fines érodées est de 6%. Enfin l'initiation du débourrage a entraîné un fort accroissement de ce pourcentage qui atteint 14% en 11 minutes.

Le débourrage qui s'est développé en une dizaine de minutes a été responsable de 57% de la masse de fines érodées. Il convient donc de noter que le processus d'érosion qui a précédé ce débourrage, dont le développement fut bien plus

lent (plus de 300 min) a été responsable de près de 43% de la masse totale de fines érodées.

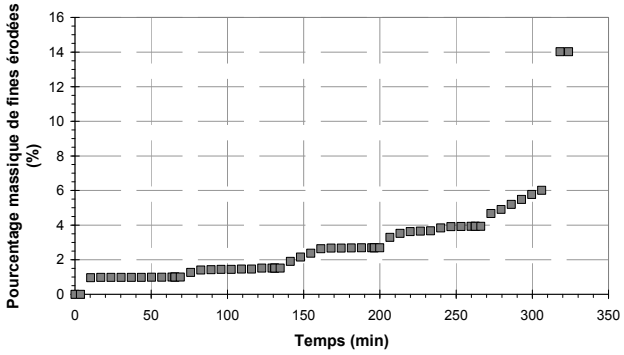


FIGURE 7: EVOLUTION INSTANTANÉE DU POURCENTAGE MASSIQUE DE FINES ERODEES

La Figure 8 représente les variations instantanées des profils de densité relative mesurés au niveau des 6 sections (S1 à S6). La densité relative est le rapport des variations de densité et de la densité initiale.
Deux types d'évolution ont pu être mesurés :
-une diminution de la densité dans la partie aval de l'échantillon (sections S1, S2 et S3),
-un accroissement de la densité dans la partie amont (sections S4, S5 et S6).
Il convient de noter que la zone de l'échantillon concernée par le développement du débourrage était située en dehors de la zone de mesure du gamma densimètre (cf. Figure 4B).

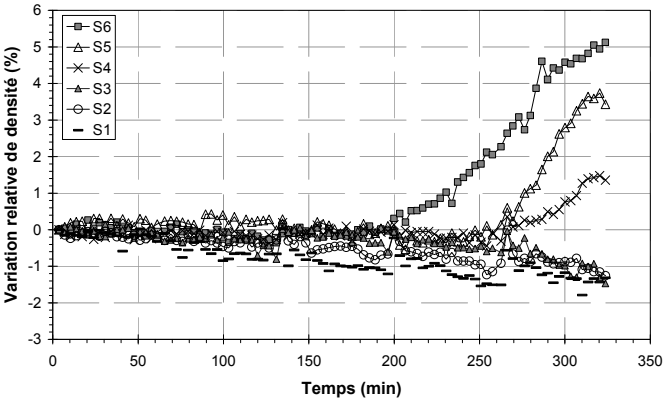


FIGURE 8: EVOLUTION INSTANTANÉE DE LA VARIATION RELATIVE DE DENSITÉ

Dans la partie amont de l'échantillon (sections S4 à S6) et plus particulièrement pour la partie supérieure de la section S6, l'arrivée de particules détachées provenant de l'amont de l'échantillon est très limitée voire nulle. L'accroissement de densité est très probablement dû à un réarrangement de la fraction grossière des particules, rendu possible par le départ d'une partie de la fraction fine. En partie aval, la diminution de la densité peut être expliquée par une perte importante de fines qui n'a pas été totalement compensée ni par l'arrivée de particules fines provenant de l'amont, ni par le réarrangement des particules.
Ces évolutions mettent en évidence que ce processus d'érosion mobilise des particules fines dans l'ensemble de l'échantillon et peut être dénommé suffusion. Par ailleurs, la suffusion peut s'accompagner de la génération de surpressions interstitielles qui provoquent le débourrage. Le débourrage apparaît donc comme une conséquence du processus de suffusion.

Tassements induits

Sur la Figure 9 sont présentées les valeurs de déformation axiale pour les cinq paliers de chargement hydraulique. A la fin du premier palier, la déformation axiale est négligeable puis elle augmente régulièrement. A la fin des paliers 2, 3 et 4, la déformation axiale a respectivement pour valeur : 0,3%, 1% et 1,6%. A la fin du quatrième palier, la déformation n'est pas complètement stabilisée et l'application du cinquième palier a entraîné un accroissement de 2% de la déformation axiale. Le développement de la suffusion s'est donc accompagné d'une déformation axiale totale de 3,5%. Enfin l'initiation du débourrage s'est accompagnée d'une grande déformation qui a atteint 4,9% à la fin de l'essai.

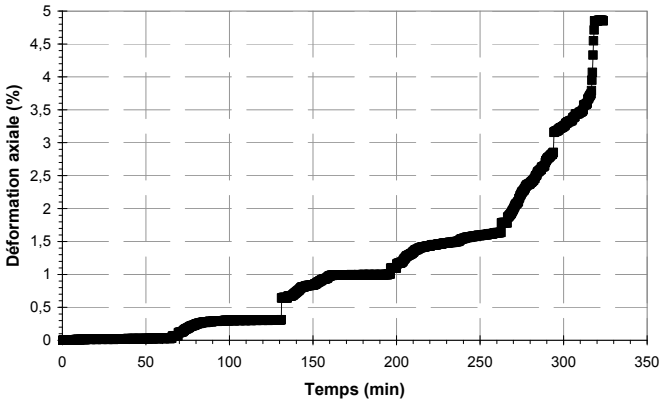


FIGURE 9: EVOLUTION INSTANTANÉE DE LA DÉFORMATION AXIALE

Par ailleurs, notons que la masse de particules érodées peut être estimée de deux manières différentes. Soit directement par pesées des particules récoltés en sortie de la cellule, soit indirectement en s'appuyant sur les mesures de densités et de déformation axiale de l'échantillon (permettant de connaître son volume à tout instant). La comparaison de ces deux approches a montré un bon accord entre celle-ci avec une différence inférieure à 5 % [11]. Cette faible différence a donc permis de valider les mesures de densité réalisées avec l'appareillage gammadensimétrique.

Caractérisation de la sensibilité à la suffusion

Analyse en gradient hydraulique

Sur la Figure 10 sont représentées les valeurs du pourcentage massique de fines érodées mesurées uniquement lors du processus de suffusion en fonction du gradient hydraulique global appliqué.

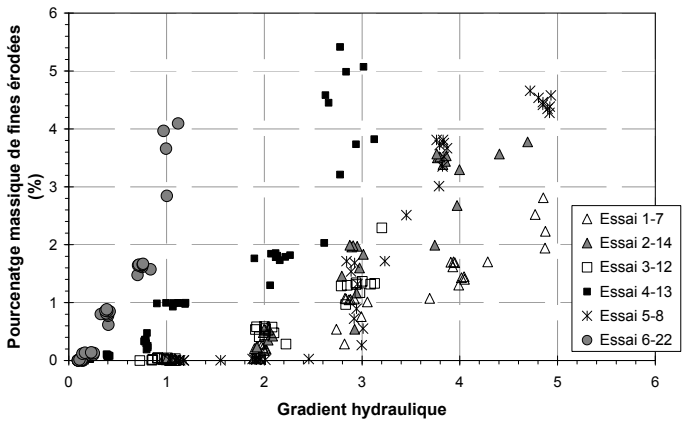


FIGURE 10: POURCENTAGE MASSIQUE DE FINES ÉRODÉES VERSUS GRADIENT HYDRAULIQUE GLOBAL

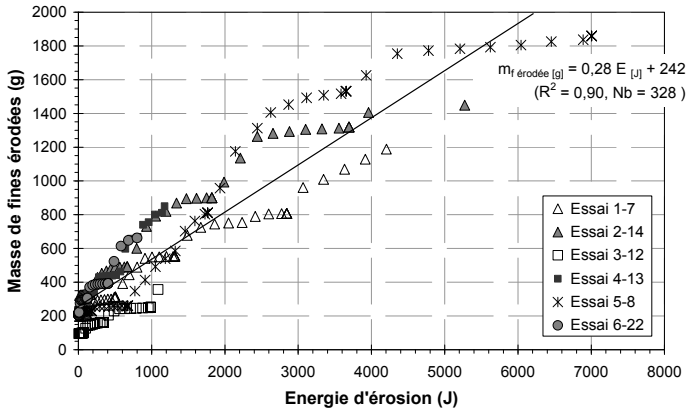


FIGURE 11: MASSE DE FINES ÉRODÉES VERSUS ENERGIE D'EROSION

Pour ces essais, aucune relation unique entre les deux grandeurs n'apparaît distinctement. Ce constat souligne la difficulté de caractériser de manière unique la sensibilité du matériau à la suffusion suivant une approche qui s'appuie sur le gradient hydraulique. Par ailleurs, l'accroissement du pourcentage massique de fines érodées en fonction du gradient hydraulique est plus important pour les essais 6-22 et 4-13, or ces deux essais se distinguent des autres essais essentiellement par l'historique de sollicitation hydraulique. Il semble donc nécessaire de prendre en compte ce paramètre.

Principe de l'analyse énergétique

L'approche proposée consiste à modéliser la sollicitation hydraulique par l'énergie dissipée par le fluide lors de son écoulement interstitiel. L'équation de la dissipation de l'énergie a tout d'abord été proposée dans le cas de l'érosion d'interface [7], puis adaptée à la suffusion [8]. L'énergie perdue par le fluide lors de son écoulement à travers l'assemblage granulaire contenu dans la cellule est dissipée de deux manières différentes. Une partie de la dissipation est une dissipation intrafluide (due essentiellement au cisaillement visqueux voire à des phénomènes de turbulence), l'autre partie est dissipée par interaction du fluide avec le squelette granulaire de l'échantillon. La dissipation énergétique qui nous intéresse en premier lieu est celle correspondant à l'interaction fluide/squelette granulaire. Toutefois, il est difficile en première approche d'effectuer la distinction entre l'énergie dissipée au sein du volume fluide et celle dissipée à la frontière de ce volume en interaction avec le milieu granulaire. Par conséquent, nous estimons simplement l'ensemble de l'énergie dissipée par le fluide sans distinction, à partir de la perte de charge Δh_{AB} subie par le fluide entre une section amont A et une section aval B de l'échantillon. La conservation du débit avec une même section pour l'échantillon permet de supposer une même vitesse moyenne du fluide dans les sections A et B. L'énergie dissipée peut donc s'exprimer par :

$$\frac{d\,W_{dissipée}}{dt} = \Delta h_{AB}\,Q = (h_A - h_B)\,Q \qquad (1)$$

avec Q : le débit.

La charge hydraulique en en point M s'exprime par :

$$h_M = \frac{\rho_w V_M^2}{2} + \rho_w\, g\, z_M + P_M \qquad (2)$$

avec P_M, z_M, et V_M respectivement la pression, l'altitude et la vitesse du fluide au point M. La section de la cellule étant constante $V_A = V_B$ et le terme de vitesse s'annule lors de l'expression de la perte de charge Δh_{AB}.

La puissance dissipée par le fluide est alors donnée par :

$$\frac{d\,W_{dissipée}}{dt} = \rho_w\, g\, \Delta z\, Q + Q\, \Delta P \qquad (3)$$

avec $\Delta P = P_A - P_B$; $\Delta z = z_A - z_B$.

$\Delta z > 0$ si l'écoulement est descendant, $\Delta z < 0$ si l'écoulement est ascendant et la puissance est égale à $Q\,\Delta P$ si l'écoulement est horizontal.

Cette puissance dissipée va générer le détachement puis le transport des grains détachés, elle est nommée puissance d'érosion $P_{érosion}$. L'énergie dissipée par érosion $W_{dissipée}$ est déterminée par l'intégration temporelle de la puissance d'érosion.

Caractérisation obtenue

La Figure 11 présente la masse de fines érodées en fonction de l'énergie d'érosion.

Pour ces essais menés sur le mélange G4-C, une corrélation linéaire entre la masse de fines érodées, $m_{f\,érodées}$ (exprimée en gramme) et l'énergie d'érosion $W_{dissipée}$ (exprimée en Joule) peut être écrite sous la forme :

$$m_{f\,érodées\,[g]} = 0{,}28\ W_{dissipée\,[J]} + 242 \qquad (4)$$

(coefficient de corrélation $R^2 = 0{,}90$; effectif: Nb = 328).

Pour ces essais, une même caractérisation de la sensibilité à la suffusion est donc obtenue à l'aide de l'analyse énergétique.

Conclusion

Un banc expérimental a été développé afin d'étudier l'initiation et le développement de la suffusion ainsi que ses conséquences sur le comportement mécanique et hydraulique de sols pulvérulents. Cet appareillage ainsi que la procédure expérimentale sont détaillés. Des essais sont menés sur des échantillons constitués d'un mélange de billes de verre à granulométrie discontinue. Deux phénomènes distincts sont observés : tout d'abord la suffusion d'une partie des particules fines puis un débourrage localisé caractérisé par l'absence de fine. L'analyse des mesures réalisées met en évidence l'importance de la suffusion qui mobilise des particules fines dans l'ensemble de l'échantillon. La suffusion est responsable de 43 % de la masse totale de fines érodées et elle entraîne une déformation axiale de 3,5 %. Il convient de souligner que la suffusion apparaît comme la cause du débourrage localisé. Ce constat met donc en évidence la nécessité de caractériser précisément la sensibilité du sol à la suffusion.

La caractérisation de la sensibilité à la suffusion du mélange testé est réalisée tout d'abord à l'aide du gradient hydraulique. Il est alors montré que cette analyse ne permet pas de caractériser de manière unique l'érodabilité du matériau et l'historique de chargement hydraulique apparaît comme un paramètre déterminant. La deuxième analyse est basée sur la détermination de la puissance dissipée par le fluide interstitiel lors de son écoulement au sein des échantillons. L'intégration temporelle de la puissance permet de déterminer l'énergie d'érosion qui prend en compte l'historique du chargement hydraulique. Grâce à cette approche énergétique, une caractérisation unique de la sensibilité à la suffusion de ce matériau pulvérulent est obtenue.

A partir de cette étude, deux principaux enseignements peuvent être tirés à l'usage du praticien. Tout d'abord il apparaît nécessaire de caractériser précisément la sensibilité à la suffusion des sols constituants les ouvrages. En effet ce processus diffus et lent d'érosion interne peut entraîner l'initiation d'un autre processus d'érosion, dont le développement très rapide rendra très difficile toute intervention sur le terrain pour l'arrêter. Le deuxième enseignement porte sur la caractérisation de la sensibilité à la suffusion qui nécessite la prise en compte de l'historique du chargement hydraulique. Cette caractérisation peut être obtenue par l'analyse énergétique.

Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier l'ANR et la Région des Pays de la Loire pour leur soutien financier dans le cadre respectivement des projets ERINOH et EMERMOD.

Références

[1] Alexis A., Le Bras G., Thomas P. (2004). *Experimental bench for study of settling-consolidation soil formation*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 27, n°6, p. 557-567.

[2] Bendahmane F., Marot D., Alexis A. (2008). *Parametric study of suffusion and backward erosion*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Vol. 134, n°1, pp. 57-67.

[3] Kenney T.C., Lau D. (1985). *Internal stability of granular filters*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, n°2, pp. 215-225.

[4] Li M. (2008). *Seepage induced instability in widely graded soils*. PhD Thesis, University of British Colombia, Vancouver, Canada.

[5] Marot D., Bendahmane F., Rosquoet F. Alexis A. (2009). *Internal flow effects on isotropic confined sand-clay mixtures*. Soil & Sediment Contamination, an Int. Journal, Vol. 18, n°3, pp. 557-567.

[6] Marot D., Bendahmane F., Konrad J.M. (2011). *Multichannel optical sensor to quantify particle stability under seepage flow*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 48, pp. 1772-1787

[7] Marot D., Regazzoni P.L., Wahl T. (2011). *An energy based method for providing soil surface erodibility rankings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Vol. 137 n°12, pp. 1290-1294.

[8] Marot D., Le V.D., Garnier J., Thorel L., Audrain P. (2012). *Study of scale effect in an internal erosion mechanism*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 16, n°1, pp. 1–19.

[9] Marot D., Bendahmane F., Nguyen H.H. (2012). *Influence of angularity of coarse fraction grains on internal erosion process*. La Houille Blanche, International Water Journal, n° 6, pp. 47-53.

[10] Moffat R., Fannin R.J. (2006). *A large permeameter for study of internal stability in cohesionless soils*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 29, n°4, pp. 1-7.

[11] Sail Y., Marot D., Sibille L., Alexis A. (2011). *Suffusion tests on cohesionless granular matter.* European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 15, n°5, pp.799-817.

[12] Skempton A.W., Brogan J.M. (1994). *Experiments on piping in sandy gravels*. Géotechnique, Vol. 44, n°3, pp. 449-460.

Etude paramétrique et statistique de la sensibilité de sols fins à l'érosion d'interface

Parametric and statistical analysis of interface erosion sensibility of fine soils

D. Marot[1], P.L. Regazzoni[2], H.H. Nguyen[1], F. Bendahmane[1]

[1]Université Nantes Angers Le Mans LUNAM, Institut GeM, CNRS, Saint-Nazaire, didier.marot@univ-nantes.fr
[2]Egis Géotechnique, Seyssins, pierre-louis.regazzoni@egis.fr

Résumé

L'érosion est l'une des principales causes des instabilités d'ouvrages hydrauliques en terre comme les barrages, les digues ou les levées. Deux types d'érosion peuvent être distingués: la suffusion qui a lieu au coeur de la matrice du sol et l'érosion d'interface qui se produit à l'interface entre le sol et l'eau ou à une interface située entre deux sols de granulométrie différente.
Cette étude porte sur le phénomène d'érosion d'interface et un dispositif spécifique de Jet Erosion Test est utilisé afin d'évaluer la sensibilité à l'érosion d'interface de sols fins. Une nouvelle analyse de l'essai a été établie, en exprimant l'énergie dissipée par le fluide lors de l'essai et en la comparant avec la masse érodée. La confrontation de ces deux grandeurs permet de proposer d'une part, l'expression d'un nouvel indice de résistance à l'érosion d'interface et d'autre part, une nouvelle classification de l'érodabilité des sols.
La sensibilité à l'érosion de douze sols naturels compactés à l'optimum Proctor est mesurée ainsi que la valeur de plusieurs paramètres physiques. Ces sols représentent une large gamme de sensibilité à l'érosion d'interface.
Dans le but d'identifier les paramètres physiques susceptibles d'être corrélés avec la sensibilité à l'érosion, une analyse en composantes principales est menée. Cette analyse permet de réduire le nombre de variables nécessaires à la représentation de l'indice de résistance à l'érosion.
En distinguant les sols selon leur caractère dispersif, l'étude met en évidence le rôle de trois paramètres principaux : la compacité, le degré de saturation et la différence entre la teneur en eau de l'argile et la limite de liquidité.
L'ensemble de ces résultats contribue à la compréhension de la sensibilité des sols à l'érosion d'interface et permet l'optimisation des campagnes de caractérisation des sols en place.

Abstract

Erosion is one of the main causes of instabilities within

hydraulic earth structures as dams, dikes or levees. Two types of erosion can be distinguished: suffusion which occurs within the soil matrix and interface erosion at the interface between soil and water or between two materials having different grain size distributions. This paper deals with the interface erosion phenomenon and the Jet Erosion Test is used in order to evaluate the erodibility of fine soils. A new energy analysis of the test is developed, relating the total eroded mass to the dissipated fluid energy. Based on this analyse, a new erosion resistance index and a new soil erodibility classification are proposed.
The erodibility is evaluated for twelve natural soil specimens which are compacted with the Proctor protocol. Several physical parameters are also measured. These tested soils represent a large range of erosion sensitivity.
A statistical analysis is performed in order to identify the main parameters for a correlation with erosion resistance index. Multivariate analysis allows the full set of variables related to the measurements to be reduced to a subset representing the principal components.
By distinguishing between dispersive and non-dispersive soils, we identify three main parameters for a soil analysis in relation to the interface erosion phenomenon. These main physical parameters are: compaction, saturation ratio and difference between clay water content and liquid limit.
This study contributes to improve the understanding of soil sensibility to interface erosion and permits to optimize campaigns of soil characterization in field.

Introduction

L'érosion interne est l'une des principales causes d'instabilités au sein d'ouvrages hydrauliques en terre comme les barrages, les digues ou les levées. Deux types d'érosion

interne peuvent être distingués [4]: la suffusion qui a lieu au coeur de la matrice du sol et l'érosion d'interface qui se produit à l'interface entre le sol et l'eau ou à une interface entre deux types de sol ou de deux types de matériaux au cœur de l'ouvrage.

Le travail ici présenté porte sur le phénomène d'érosion d'interface et le test d'érosion du jet immergé, initialement développé par [5] est utilisé afin d'évaluer la sensibilité à l'érosion de sols cohésifs. Le principe de l'essai est tout d'abord présenté puis une nouvelle méthode d'interprétation des essais est développée. Cette méthode consiste à caractériser la sollicitation hydraulique appliquée grâce à la détermination de l'énergie dissipée par le fluide et de caractériser la sensibilité à l'érosion à l'aide d'un indice de résistance à l'érosion [7].

L'étendue des ouvrages concernés par l'érosion et l'importante variabilité des sols qui les constituent laissent supposer la nécessité de vastes campagnes de mesures pour caractériser la sensibilité à l'érosion. Dans le but d'optimiser les campagnes d'essais, une étude statistique est menée afin d'établir des corrélations entre l'indice de résistance à l'érosion et des paramètres physiques simples à mesurer.

Appareillage et méthodologie d'analyse

Appareillage utilisé

Le Jet Erosion Test [5] consiste à générer un jet immergé qui impacte la surface du sol et de mesurer périodiquement au droit du jet, à l'aide d'un pied à coulisse, la profondeur d'affouillement qui en résulte. Au cours de l'essai, la charge hydraulique appliquée est contrôlée. La Figure 1 présente le principe général de l'essai.

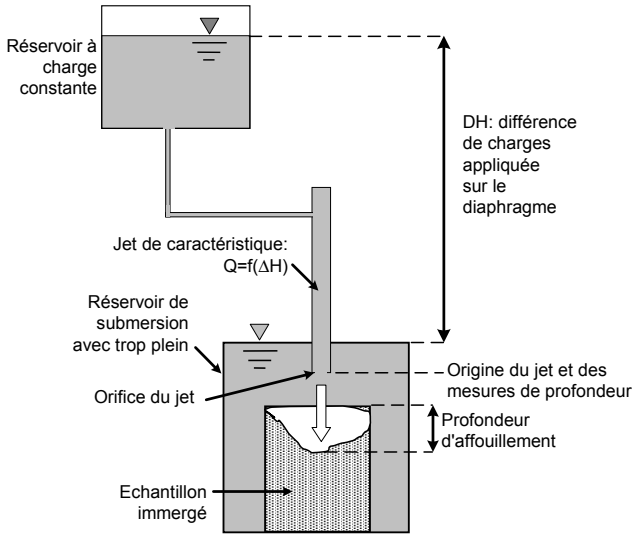


FIGURE 1: SCHÉMA DE PRINCIPE DE L'ESSAI

La périodicité de mesure de la profondeur (comprise entre 10 s et 30 min) est ajustée en fonction de la cinétique de développement de l'érosion. Cet essai peut être réalisé sur site ou en laboratoire. Dans le cas d'essais en laboratoire, un moule contenant l'échantillon à tester est pesé puis immergé sous 10 cm d'eau dans une cellule dotée d'un trop plein. Les caractéristiques de l'écoulement de ce jet sont dépendantes de l'écart de charge hydraulique appliquée (ΔH) qui est mesurée à l'aide d'un manomètre entre la chambre amont du tube générant le jet et le trop plein de la cellule. Cet écart de charge est de l'ordre du mètre de hauteur d'eau. La distance (J_0) séparant le diaphragme générant le jet et la surface supérieure de l'échantillon testé est mesurée au temps $t = 0$ (cf. Figure 2). Conformément aux consignes énoncées par Hanson et Cook [6] et dans le but de favoriser la répétitivité et la représentativité des essais, le sol sera toujours placé à une distance supérieure à 6,2 fois le diamètre de jet (zone II sur la Figure 2). Le diamètre du diaphragme générant le jet (d_0) apparaît comme une grandeur caractéristique complémentaire.

Les mesures de distances initiales sont effectuées en protégeant l'échantillon avec un déflecteur situé à 5 cm sous la sortie du jet. Lorsque l'écoulement est stabilisé, le déflecteur est retiré. Au cours du temps, le jet est arrêté et la profondeur J de l'interface est mesurée par un système de pied à coulisse.

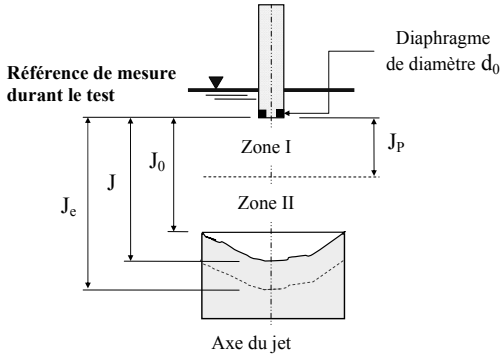


FIGURE 2: PARAMÈTRES DU JET

Au bout d'un temps infini, le système est supposé atteindre une profondeur d'équilibre J_e. Aucune durée maximale pour l'essai n'est définie. Toutefois Hanson et Cook [6] préconisent une durée maximale de 120 min et utilisent les équations de Blaisdell et al. [2] pour extrapoler les mesures de J afin de déterminer la profondeur d'équilibre. A la fin de l'essai, la masse restante de sol dans le moule est pesée.

Interprétation des essais par analyse énergétique

Nous proposons de caractériser la sollicitation hydraulique par le calcul de l'énergie dissipée par le fluide et l'érosion par la perte de masse de l'échantillon [9]. La puissance totale, c'est-à-dire la variation temporelle de cette énergie totale est exprimée par l'équation (1). Le repère utilisé est un repère orthonormé dont l'axe z est vertical descendant.

$$\frac{dE}{dt} = \frac{d}{dt}\iiint_{Mass}\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).dM \quad (1)$$

$$= \frac{\partial}{\partial t}\iiint_{Volume}\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).\rho_w\,dV + \oiint_S\left(e_{int} + \frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).\rho_w(\vec{U}\,\vec{n}).dS$$

et

$$\frac{dE}{dt} = \frac{dE_{Ther}}{dt} + \frac{dW}{dt} \quad (2)$$

avec, E_{Ther} : l'énergie thermique échangée avec l'environnement ; W : le travail mécanique entre les sections A et B ; e_{int} : l'énergie interne du fluide ; U : la vitesse du fluide de composantes (u, v, w) et z : les coordonnées.

Afin de simplifier l'équation : la température et donc l'énergie interne sont supposées constantes pendant la durée d'un essai, le système est considéré adiabatique et l'étude est menée en régime permanent.

La puissance totale dissipée est la somme de la puissance dissipée par pression, par détachement des grains à l'interface sol-eau et enfin par viscosité et turbulence au sein du fluide, cette dernière composante étant nommée intra fluide. La puissance totale dissipée peut donc s'écrire :

$$\frac{dW}{dt} = \frac{d\,W_{pression}}{dt} + \frac{d\,W_{intra\ fluide}}{dt} + \frac{d\,W_{détachement}}{dt} \quad (3)$$

Conformément à la représentation du développement du jet décrit par Beltaos et Rajaratnam [1], trois zones sont distinguées: zone de développement du jet, zone d'impact et zone d'écoulement radial. Nous étudions le volume de fluide dans la zone d'impact du jet. Considérons l'énergie amenée par le jet libre, en l'absence d'interface, à la cote z. La combinaison des équations (1) à (3) permet d'écrire :

$$\frac{d\,W_{pression}}{dt} + \frac{d\,W_{intra\ fluide}}{dt} + \frac{d\,W_{détachement}}{dt} = \oiint_S\left(\frac{w^2}{2} + \vec{g}\,\vec{z}\right).\rho_w(\vec{U}\,\vec{n}).dS \quad (4)$$

A cette même cote z, la vitesse verticale suivant l'axe du jet est calculée conformément à l'expression proposée par [6] :

$$w(0, z) = w(0, 0)\,\frac{J_p}{z} \quad (5)$$

$w(0,0)$: vitesse suivant l'axe du jet à la sortie du jet, z : distance par rapport à l'origine du jet, J_P : hauteur de la zone I dans laquelle la vitesse du jet suivant son axe est constante (typiquement : $J_P = 6{,}2\ d_0$).

La variation de la vitesse verticale en fonction de la distance à l'axe du jet peut être exprimée par l'équation proposée par [1].

$$\frac{w(r, z)}{w(0, z)} = \exp\left(-0{,}693\left(\frac{r}{b_u}\right)^2\right) \quad (6)$$

w(r,z) : vitesse verticale à l'abscisse r pour une distance z de l'origine du jet en zone non impactante $z < 0{,}86\ J$; w(0,z) : vitesse sur l'axe à la distance z du jet ; b_u : distance à l'axe pour laquelle la vitesse est divisée par 2 : $b_u = 0{,}093\ (J - J_P)$.

Si maintenant nous considérons la présence d'une interface à la cote z. Cette interface va dévier l'écoulement du jet et générer une dissipation d'énergie qui va engendrer l'érosion. Nous recherchons donc la zone dans laquelle la vitesse verticale va être convertie en une vitesse latérale.

En présence d'une interface, [1] observent que la contrainte de cisaillement générée par un jet immergé augmente linéairement avec la distance latérale, r, par rapport à l'axe du jet, jusqu'à une valeur maximale qui est atteinte pour $r = 0{,}14\ J$. Par ailleurs, la pression à l'interface qui est maximale à l'axe du jet diminue rapidement de 90% de sa valeur lorsque le rapport r/J augmente de 0 à 0,14. Ainsi à la profondeur J considérée, la puissance d'érosion est supposée provenir de l'espace défini par $r \leq 0{,}14\ J$.

Avant et après la zone d'impact du jet, la pression est supposée hydrostatique et les recirculations sont négligées. La puissance dissipée par érosion, $P_{érosion}$ peut donc s'écrire par :

$$P_{érosion} = 2\pi \int_0^{0{,}14J} \frac{w^2}{2}\rho_w(\vec{U}.\vec{n})\,r\,dr \quad (7)$$

Ainsi par combinaison des équations (5), (6) et (7) la puissance d'érosion s'exprime par :

$$P_{érosion} = \pi \int_0^{0.14J} \rho_w\,w^3(0,J)\left(\exp\left(-0.693\left(\frac{r}{b_u}\right)^2\right)\right)^3 r\,dr \quad (8)$$

Afin de caractériser la sensibilité des sols testés à l'érosion d'interface, la masse érodée sèche $m_{sèche}$ est déterminée par pesée et l'énergie dissipée $E_{érosion}$ est calculée par intégration temporelle de la puissance d'érosion [7]. L'indice de résistance à l'érosion est défini par :

$$I_\alpha = -\log\left(\frac{m_{sèche}}{E_{érosion}}\right) \quad (9)$$

Les valeurs de l'indice de résistance à l'érosion déterminées à l'aide d'un Jet Erosion Test et à l'aide d'un Hole Erosion Test ont été comparées pour un large panel de sols [11]. Cette comparaison a montré la possibilité d'établir une même classification de la sensibilité à l'érosion d'interface pour les 2 types d'érodimètres utilisés. En fonction des valeurs de I_α, six catégories de sensibilité à l'érosion d'interface sont ainsi identifiées : de très érodable à très résistant [7].

Investigation expérimentale

Propriétés des sols testés et procédure expérimentale

Les 12 sols testés sont constitués de 8 sols naturels d'origine diverses [8], (nommés : BC, L, MF, MP, P2, P3, TE et TF) de 2 sols reconstitués à partir de 2 sols naturels (nommés : Mix 0 et Mix1) et de 2 mélanges constitués d'une argile (Kaolinite blanche Speswhite - Imerys) et d'un sable de

Fontainebleau (SIFRACO – NE 34) (nommés : K50S50 et K20S80). Les sols testés sont des sols fins avec un D_{max} de 4,75 mm et ils ont été choisis afin de couvrir la plus grande plage possible de limite d'Atterberg (cf. Figure 3).

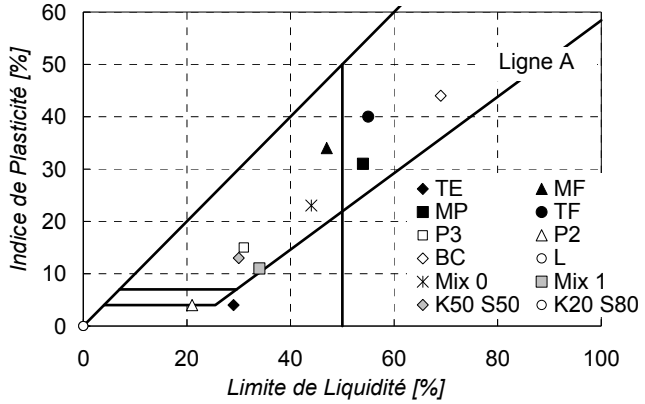


FIGURE 3: DIAGRAMME DE CASAGRANDE DES SOLS TESTES

Le Tableau 1 présente pour les 12 sols testés leur classification USCS (Unified Soil Classification System) leurs limites de liquidité w_L et de plasticité w_P, leur masse volumique sèche à l'Optimom Proctor, $\rho_{d\,opt}$ ainsi que la teneur en eau correspondante w_{opt}.

TABLEAU 1: CLASSIFICATION ET PROPRIÉTÉS DES SOLS TESTES

Réf du sol	Class. USCS	Limites d'Atterberg		Caractéristiques à l'Optimum Proctor	
		w_L (%)	w_P (%)	$\rho_{d\,opt}$ (kg/m^3)	w_{opt} (%)
P2	ML	21	4	1860	12
P3	CL	31	15	1900	13
TE	CL-ML	29	4	1703	16
MF	CL	47	34	1815	14
TF	CH	55	40	1708	17
MP	CH-CL	54	31	1679	17
BC	CH	69	44	1378	24
L	ML	Non plastique		1670	19
Mix 0	CL	44	23	1619	21
Mix 1	CL	34	11	1650	20
K50 S50	CL	30	13	1780	15
K20 S80	ML	Non plastique		1980	10

La distribution granulométrique de chaque sol est décrite à l'aide de quatre fractions : la fraction d'argile F_a (pourcentage massique par rapport à la masse totale de sol, de particules plus petites que 2 µm), la fraction de limon F_l (pourcentage massique des grains de taille comprise entre 2 µm et 74 µm), la fraction de sable fin F_{sf} (pourcentage massique de grains de taille comprise entre 74 µm et 425 µm) et la fraction de sable grossier F_{sg} (pourcentage massique de grains de taille supérieure à 425 µm). Pour les différents sols, la valeur de chaque fraction est indiquée dans le Tableau 2.

TABLEAU 2: VALEURS DES DIFFÉRENTES FRACTIONS GRANULOMÉTRIQUES

Réf du sol	Fraction argile (%)	Fraction limon (%)	Fraction sable fin (%)	Fraction sable grossier (%)
P2	13,0	47,0	21,2	18,8
P3	26,0	47,0	14,3	12,7
TE	10,9	76,6	9,4	3,1
MF	33,0	41,9	21,7	3,4
TF	42,3	51,4	5,5	0,8
MP	40,0	51,8	5,0	3,2
BC	65,9	30,5	1,8	1,8
L	6,8	92,2	0,7	0,3
Mix 0	40,2	57,3	1,5	1,1
Mix 1	21,8	76,6	0,5	1,1
K50 S50	17,9	53,1	28,8	0,2
K20 S80	12,1	35,8	51,9	0,3

Pour établir la caractérisation, nous avons choisi de compacter les échantillons à une teneur en eau équivalente à l'optimum Proctor moins 1%. Cette teneur en eau a été choisie conformément aux pratiques de la conception des barrages du Bureau of Reclamations [12].
La préparation des échantillons est effectuée en deux étapes. La première étape consiste en la préparation du matériau à tester : séchage des sols (température 60°C, durée minimale 72 h), concassage puis malaxage. La deuxième étape consiste en la préparation de l'échantillon : ajout d'eau jusqu'à la teneur en eau visée, mise au repos pendant 36 heures (en sac étanche et dans une chambre à température régulée), puis compactage suivant la norme de l'essai Proctor. L'échantillon est ensuite laissé au repos pendant 12h.

Mesure de la sensibilité à l'érosion d'interface

Trente huit essais ont été réalisés dont la durée a été comprise entre 1740 s à 6300 s. La Figure 4 représente la puissance d'érosion en fonction de la profondeur d'affouillement.
A partir d'une telle représentation, une classification de la sensibilité à l'érosion ne peut être établie précisément car la cinétique de développement de l'affouillement n'est pas prise en compte, or celle-ci peut être très différente pour deux essais. Par exemple pour l'échantillon TF-2, la profondeur d'affouillement atteint 0,03 m en 75 min avec une puissance d'érosion associée de 0,11 W, alors que 2 min sont suffisantes dans le cas de l'échantillon TF-4 pour obtenir les mêmes ordres de grandeurs.

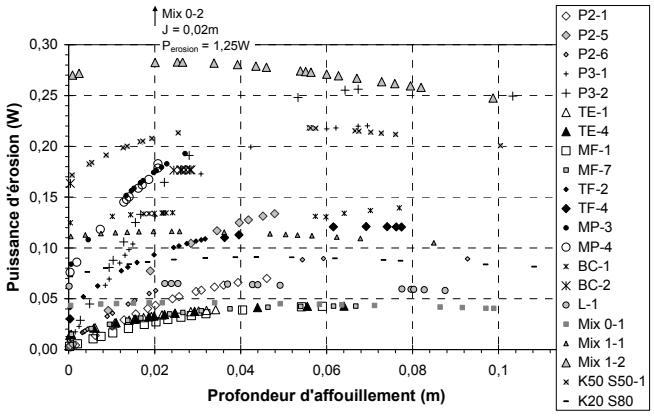


FIGURE 4: PUISSANCE D'ÉROSION EN FONCTION DE LA PROFONDEUR D'AFFOUILLEMENT

Afin de prendre en compte la cinétique de développement, sont représentées sur la Figure 5 l'énergie d'érosion en fonction de la masse érodée.

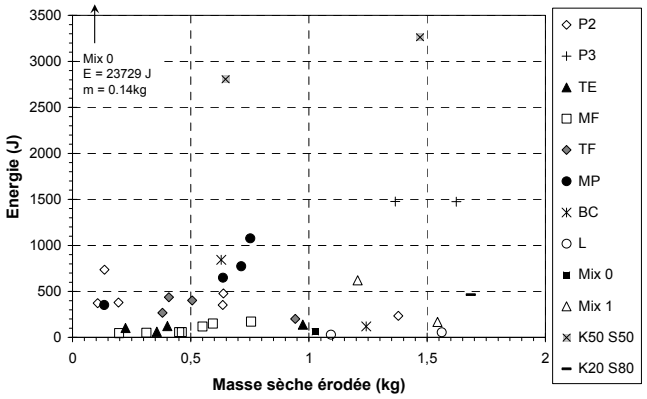


FIGURE 5: ENERGIE D'ÉROSION EN FONCTION DE LA MASSE ÉRODÉE

Les valeurs correspondantes de l'indice de résistance à l'érosion I_α sont comprises entre 1,42 et 5,22. Cette grande amplitude est probablement due à la grande variabilité des sols testés.

Selon la classification établie à partir de la valeur de l'indice de résistance à l'érosion [7], L est érodable, MF, TE, Mix 1 et K20S80 sont modérément érodables, TF, P3 et P2 apparaissent érodables à modérément résistants, MP et K50S50 sont modérément résistants. La grande variabilité des échantillons de Mix0 et BC ne permet pas de classer ces 2 sols précisément. Dans le cas du sol Mix 0, une variation de teneur en eau de 4% est suffisante pour entraîner une variation de sa sensibilité à l'érosion de très résistant à érodable. Pour BC, avec une différence de 3% de teneur en eau la classification du sol peut varier de modérément résistant à érodable [10].

Recherche de corrélation entre l'indice de résistance à l'érosion et plusieurs paramètres physiques

L'objectif des recherches décrites dans cette partie est l'identification des corrélations éventuelles reliant des paramètres physiques à l'érodabilité des sols. Cette étude est menée tout d'abord à l'aide d'une approche systématique puis d'une analyse en composantes principales (ACP).

Approche systématique

L'analyse des valeurs du coefficient de corrélation R entre I_α et chaque paramètre physique indique qu'aucune corrélation significative n'apparaît clairement. Cette absence de corrélation peut probablement s'expliquer par la grande variabilité des sols testés qui sont de natures physiques très différentes. A partir d'une étude paramétrique, Wan et Fell [13] proposent une corrélation entre l'indice du coefficient d'érodibilité mesuré avec le Hole Erosion Test, I_{HET}, et neuf paramètres sous la forme suivante :

$$I_{HET} = -10{,}200 + 0{,}010\ \rho_d - 0{,}042\frac{\rho_d}{\rho_{d\ opt}} + 0{,}100 w + 0{,}010\ \Delta w_R - 0{,}006\ \mathrm{Ff} + 0{,}042\ \mathrm{Fa} - 0{,}009\ w_L + 0{,}11\ I_P + 0{,}440\ \mathrm{PinHole} \quad (10)$$

avec ρ_d : masse volumique sèche; $\rho_{d\,opt}$: masse volumique sèche à l'optimum Proctor; w : teneur en eau de l'échantillon au moment du compactage;

$$\Delta w_R = \frac{w - w_{opt}}{w_{opt}} \quad (11)$$

avec w_{opt} : teneur en eau à l'optimum Proctor normal; Ff : fraction massique de fines par rapport à la masse totale de sol, les fines étant définies comme les grains de taille inférieure à 0,075 mm; F_a : fraction massique d'argile, l'argile étant définie comme les grains de taille inférieure à 5µm selon [13] et 2µm dans le cadre de ce travail; w_L : limite de liquidité; I_P : indice de plasticité; PinHole : valeur du pin-hole test comprise entre 1 (D1) et 6 (ND1).

Au regard de la valeur du pin-hole test et de son coefficient associé dans l'équation (10), il convient de noter la contribution significative de ce terme dans la corrélation. Cet essai au principe très similaire à celui du HET n'a pas été réalisé dans le cadre de cette étude. En recherchant une régression linéaire avec le logiciel Xlstat, avec les paramètres utilisés par [13], une expression de l'indice de résistance à l'érosion est obtenue (équation 12). Ce modèle est construit en minimisant l'erreur entre la prédiction et la mesure en utilisant les moindres carrés.

$$I_\alpha = -6{,}020 + 0{,}012\ \rho_d - 0{,}164\frac{\rho_d}{\rho_{d\ opt}} + 0{,}307\ w - 0{,}009\ \Delta w_R - 0{,}013\ Ff - 0{,}010\ F_a + 0{,}065\ w_L - 0{,}029\ I_P \quad (12)$$

L'expression proposée conduit à un coefficient de corrélation de 0,644 entre la grandeur mesurée et la valeur prédite pour chaque point. La faiblesse du coefficient de corrélation peut être expliquée par la réalisation d'une analyse uniquement linéaire et par la grande diversité des sols testés.
En comparant l'expression de Wan et Fell pour les sols fins (équation 10) avec l'équation (12) les paramètres qui contribuent suivant le même signe sont : la constante, la masse volumique sèche, la teneur en eau, le rapport des masses volumiques sèches ($\rho_d/\rho_{d\ opt}$) et la fraction fine. Les autres paramètres contribuent de manière opposée à la valeur de l'indice. Il paraît difficile de conclure sur l'importance des paramètres surtout que certains sont liés entre eux par définition, ou par le comportement du sol. Cela explique certainement la nécessité de multiplier les variables afin de représenter la dispersion.

Analyse en composantes principales (ACP)
L'ACP consiste à représenter les paramètres dans un espace factoriel de dimension égale à leur effectif et centré sur le barycentre des grandeurs [3]. Chaque paramètre est associé à un vecteur qui passe par le barycentre du nuage de l'échantillon. La position des différentes grandeurs dans l'espace factoriel est définie d'après le degré de corrélation entre paramètres. Le produit scalaire de deux vecteurs positions des variables est égal au coefficient de corrélation (R) entre les deux paramètres associés au vecteur. Une représentation consiste à tracer les projections dans les jeux de 2 axes principaux. Une grandeur est d'autant mieux expliquée dans le plan considéré que sa position est proche du cercle de rayon unité. Deux paramètres sont en relation linéaire lorsque leur position sont très proches ou diamétralement opposées (R = ± 1). Des variables avec 2 directions perpendiculaires sont considérées comme complémentaires pour expliquer la dispersion.
Par analyse des deux premiers plans factoriels [10], on constate que certains paramètres sont fortement liés entre eux. L'information portée par ces différents paramètres est donc identique. Ainsi par éliminations successives des paramètres qui portent la même information, l'analyse nous conduit à ne sélectionner que 3 paramètres dans la recherche d'une corrélation qui s'exprime par :

$$I_\alpha = -0.97 + 0.47\,\Delta w_L - 0.36\,c + 5.41\,S_r \qquad (13)$$

avec $$\Delta w_L = w_L - w_{argile} \qquad (14)$$

$$w_{argile} = \frac{w}{F_a} \qquad (15)$$

$$c = \frac{\rho_d}{\rho_S} \qquad (16)$$

c : compacité, ρ_s : masse volumique des grains, S_r : degré de saturation.

Le coefficient de corrélation obtenu entre les valeurs prédites et les mesures (cf. Figure 6) est faible ($R^2 = 0,35$).

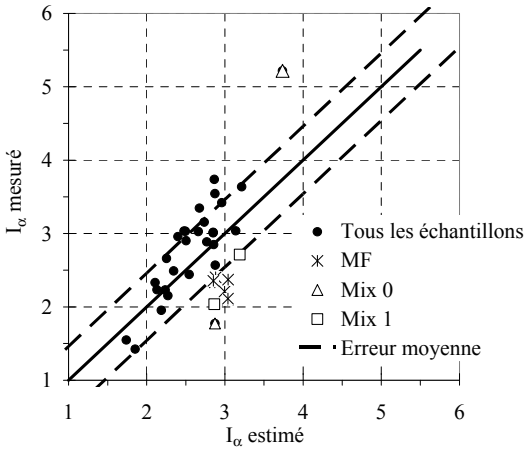


FIGURE 6: INDICE DE RÉSISTANCE À L'ÉROSION, VALEURS MESURÉS VERSUS VALEURS ESTIMÉES

L'analyse de l'erreur permet de noter la forte influence des sols MF, Mix 0 et Mix 1 dans la faiblesse du coefficient de corrélation. Or ces sols sont dispersifs [9], il convient donc de différencier les sols en fonction de leur caractère dispersif.
Pour les sols non dispersifs, l'expression obtenue est la suivante :

$$I_\alpha = -2.31 + 0.69\,\Delta w_L + 1.41\,c + 6.07\,S_r \qquad (17)$$

(R^2=0,59)

et pour les sols dispersifs

$$I_\alpha = -1.36 + 8.69\,\Delta w_L + 2.68\,c + 2.08\,S_r \qquad (18)$$

(R^2=0,81)

Ainsi en différenciant les sols en fonction de leur dispersivité, les corrélations proposées avec trois paramètres physiques (la teneur en eau de l'argile comparée à la limite de liquidité, la compacité et le degré de saturation) permettent d'expliquer la même variabilité que l'expression proposée par Wan et Fell [13] comportant huit paramètres.
Par ailleurs nous pouvons noter que l'estimation de l'indice de résistance à l'érosion ne nécessite la mesure que d'un seul paramètre physique du sol non remanié (la masse volumique), les autres paramètres pouvant être mesurés sur des échantillons remaniés (la teneur en eau et la limite de liquidité. Le degré de saturation peut être calculé à partir des mesures de teneur en eau et de masse volumique).
La limitation de la valeur des coefficients de corrélation, notamment pour les sols non dispersifs, met en évidence la grande variabilité de la résistance à l'érosion d'interface des sols testés. Les corrélations obtenues permettent d'estimer l'indice de résistance à l'érosion d'interface et la détermination d'une valeur précise nécessite la réalisation et l'interprétation d'un essai de jet.

Conclusion

Des essais de jet immergé (Jet Erosion Test) sont effectués sur douze sols de natures différentes, qui couvrent une large gamme de limites d'Atterberg et qui sont compactés suivant une teneur en eau équivalente à l'optimum Proctor moins 1%. L'analyse des échanges énergétiques entre le fluide et le sol lors de l'essai de jet permet de proposer une expression de l'énergie dissipée par le fluide ainsi qu'un nouvel indice de résistance à l'érosion. En comparaison avec les précédentes approches développées dans la littérature, ce nouvel indice permet l'obtention d'une même classification de la sensibilité des sols à l'érosion d'interface pour le Jet Erosion Test et le Hole Erosion Test [7].

Une recherche de corrélation entre l'indice de résistance à l'érosion et plusieurs paramètres physiques est menée de manière systématique et par analyse statistique. En distinguant les sols selon leur caractère dispersif, l'étude met en évidence le rôle de trois paramètres principaux: la teneur en eau de l'argile comparée à la limite de liquidité, la compacité et le degré de saturation. Cette approche permet donc de réduire fortement le nombre de paramètres en comparaison des corrélations proposées dans la littérature. Par ailleurs, seule la mesure de la masse volumique doit être réalisée sur du sol non remanié, les autres paramètres pouvant être mesurés sur des échantillons remaniés.

Cette approche permet donc d'optimiser les campagnes de caractérisation de la sensibilité à l'érosion de sols qui peuvent provenir d'ouvrages au linéaire important.

La forte variabilité de sensibilité à l'érosion de certains sols induite par une faible variation de teneur en eau de compactage met en évidence la nécessité de prendre en compte les hétérogénéités des sols, notamment à l'échelle de l'ouvrage.

Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier EDF-CIH (Jean Robert Courivaud et Jean Jacques Fry) pour leur soutien financier et leurs conseils.

Références

[1] Beltaos S., Rajaratnam N. (1974). *Impinging circular turbulent jets*. Journal of the Hydraulics Division Vol. 10, pp. 1313-1328.

[2] Blaisdell F.W., Anderson C.L., Hebaus G.G. (1981). *Ultimate dimension of local scour*. Journal of the Hydraulics Division Vol. 107, n°3, pp. 327-337.

[3] Duby C., Robin S. (2006). *Analyse en composantes principales*. Cours INA-PG, Paris, 52p.

[4] ERINOH (2009). *ANR-PGCU, Axe 1 – Essais de laboratoire, rapport final*. ANR-IREX-RGC&U, 94p.

[5] Hanson G.J, Simon A. (2001). *Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the Midwestern USA*. Hydrological Processes Vol. 15, n°1, pp. 23-38.

[6] Hanson G.J, Cook K.R. (2004). *Apparatus, tests procedures and analytical methods to measure soil erodibility in-situ*. Applied Engineering in Agriculture Vol. 20, n°4, pp. 455-462.

[7] Marot D., Regazzoni P.L., Wahl T. (2011). *An energy based method for providing soil surface erodibility rankings*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137 n°12, pp. 1290-1294.

[8] Regazzoni P.L., Hanson G., Wahl T., Marot D., Courivaud J.R., Fry J.J. (2008). *The influence of some engineering parameters on the erosion of soils*. Fourth International Conference on Scour and Erosion, 5-7 Nov 2008, Tokyo, Japon.

[9] Regazzoni P.L. (2009). *Confrontation et analyse d'érodimètres et caractérisation de la sensibilité à l'érosion d'interface*. Thèse de doctorat, Université de Nantes.

[10] Regazzoni P-L, Marot D. (2011). *Investigation of interface erosion rate by Jet Erosion Test and statistical analysis*. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 15, N°8, pp. 1167-1185.

[11] Regazzoni P-L, Marot D. (2013). *A comparative analysis of interface erosion tests*. Natural Hazards in press.

[12] United States Department Of The Interior Bureau Of Reclamations. (1987). *Design of small dams*. Water Resources Technical Publication.

[13] Wan C.F, Fell R. (2004). *Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 130, n°4, pp. 373-380.

Mots clés

Erosion d'interface, Jet Erosion Test, analyse énergétique, analyse statistique, compactage dynamique

Construction d'un modèle stochastique pour l'érosion de contact à partir de mesures hydrodynamiques locales

Construction of a stochastic model for contact erosion from pore-scale flow measurements

P. Philippe[1], R. Béguin[2,] Y.-H. Faure[3]

[1] OHAX, IRSTEA, Aix-en-Provence, pierre.philippe@irstea.fr
[2] GeophyConsult, Le Bourget-du-Lac, remi.beguin@geophyconsult.com
[3] LTHE, Université Joseph Fourier, Grenoble, yhfaure@ujf-grenoble.fr

Résumé

L'érosion de contact est l'un des mécanismes de l'érosion interne dans le cas où un écoulement à travers une couche de sol grossier provoque l'érosion de particules à la surface d'une couche adjacente de sol fin. Une fois érodé, les particules fines sont transportées à travers les pores et constrictions de la couche grossière. C'est un phénomène dont on suspecte parfois la présence dans les digues fluviales. Dans cette étude, une meilleure compréhension des processus élémentaires à l'échelle des pores est obtenue grâce à des expériences sur un système modèle couplant des techniques optiques d'ajustement d'indice de réfraction et de fluorescence induite par un plan laser ainsi que de la vélocimétrie par images de particules à l'intérieur d'une couche granulaire en contact avec une couche de sable sous-jacente Le profil vertical moyen de vitesse et celui de porosité sont obtenus, ainsi que les distributions spatiales de la vitesse longitudinale et de la contrainte de cisaillement. Ces distributions sont très étendues avec une large décroissance exponentielle vers les plus grandes valeurs qui reflète la variabilité spatiale de l'écoulement. Une zone de transition est aussi clairement observée et caractérisée à proximité immédiate du lit de sable. Ce résultat permet de rendre compte des mesures de seuil d'érosion en vitesse dans le cadre du diagramme de Shields et montre qu'une modélisation correcte ne peut se limiter aux seules valeurs moyennes, comme le suggère très souvent la littérature. Partant de ces observations, une modélisation stochastique de l'érosion de contact est proposée en tenant compte de la variabilité spatiale du cisaillement et de la résistance à l'érosion du sol fin. Un bon accord est obtenu par confrontation avec des résultats antérieurs d'essais d'érosion de contact.

Abstract

Contact erosion denotes one of the mechanisms of internal erosion in the situation where a porous flow through a coarse layer induces erosion of particles from a finer soil layer in contact with the coarser one. Once eroded, the fine particles are transported within the pores and constrictions of the coarse material. This phenomenon is often suspected in fluvial embankment. In the present paper, a better understanding of the elementary processes at pore scale is obtained through experiments on a model system where Refractive Index Matching coupled to Planar Laser Induced Fluorescence allow for porous flow measurements by Particle Image Velocimetry inside a granular layer in contact with an underlying sand layer. Mean vertical profile of velocity and porosity are obtained as well as longitudinal velocity and shear-stress distributions with large tails towards the highest values that reflect the spatial variability of the flow. A transition zone is also clearly observed and characterised in the close vicinity of the sand bed. This finding allows for a better understanding of the classical values of critical Darcy velocities regarding Shields diagram. It also shows that a correct modelling cannot be satisfied with only mean values, as commonly suggested in the literature. Accounting for spatial variability of both porous flow and resistance to erosion of individual particles, a statistical modelling of contact erosion is proposed and compared with satisfactory agreement to previous contact erosion tests at the sample scale.

Introduction

Une diversité importante existe au niveau des matériaux constitutifs des ouvrages hydrauliques de type digues, notamment en termes de distributions granulométriques. Ces choix sont liés d'une part à l'éventail plus ou moins large de matériaux présents sur le site et d'autre part aux fonctions spécifiques qui sont recherchées pour chacun de ces éléments de sol lors de la conception de l'ouvrage. Ainsi, un noyau d'étanchéité sera réalisé avec des argiles ou des silts, un drain avec du sable, un parement avec des graves. En outre, ces ouvrages de protection sont souvent construits dans des vallées sédimentaires, sur des fondations stratifiées en couches horizontales créées par dépôts successifs et pouvant, elles aussi, présenter des variations importantes en termes de

compositions. Une conséquence directe de cette variabilité des matériaux est la présence d'un nombre important d'interfaces entre zones de compositions différentes avec le risque associé, lorsque les écoulements d'infiltration sont suffisamment intenses, de développement d'une érosion de contact là où le contraste granulométrique est trop élevé. La configuration typique pouvant mener à une situation d'érosion de contact est celle d'une couche de sol grossier, dans laquelle transite un écoulement hydraulique, au contact direct avec une couche de sol fin dont les particules peuvent être alors érodées puis transportées à travers l'espace poral de la couche grossière [1]. La présence avérée d'une érosion de contact au sein d'une digue est susceptible de générer des désordres importants dans le cœur de la structure, désordres dont les conséquences, à terme, peuvent être plus ou moins dramatiques, allant de l'apparition de fontis en surface à la rupture par renard hydraulique [2]. Une meilleure compréhension de ce phénomène est donc indispensable pour offrir des outils adaptés à la gestion de ces ouvrages.

Contexte et motivations

Les conditions d'apparition de l'érosion de contact sont doubles. Tout d'abord, d'un point de vue purement hydromécanique, il faut que l'écoulement génère à la surface de la couche de sol fin une contrainte qui parvienne à dominer la résistance mécanique du matériaux (d'origine gravitaire, frictionnelle, adhésive et/ou cohésive) et ainsi à éroder des particules du matériau fin. Ensuite, d'un point de vue purement géométrique cette fois, il faut que l'ouverture des pores de la couche de sol grossier soit suffisante pour permettre le passage des particules du sol fin. Un travail conséquent sur ce critère géométrique, appelé aussi règle de filtre, a été mené par approches empiriques [3] ou analytiques [4,5] et le strict respect des règles communément utilisées en génie civil permet donc de s'affranchir du risque d'érosion de contact. Cependant, ce risque existe de fait sur le terrain soit parce que ces règles n'ont pas pu être satisfaites dès la construction de l'ouvrage (cas d'ouvrages anciens ou d'un éventail trop faible de matériaux sur site), soit parce que la distribution granulométrique de la couche de sol grossier évolue au cours du temps, principalement par suffusion, c'est-à-dire par érosion progressive des grains les plus fins.

S'il s'avère que le critère de filtre n'est plus respecté alors la condition hydraulique évoquée précédemment devient déterminante et de nombreuses études ont abordé cette question [6-12], dans la configuration d'un sol fin granulaire (sable, sablon) positionné au-dessous d'une couche de sol plus grossier, en cherchant à tirer profit des connaissances désormais classiques de l'érosion de surface en rivière pour cette situation particulière où l'écoulement hydraulique se fait en environnement poreux. Un résultat typique d'un essai d'érosion de contact, réalisé au laboratoire, à l'échelle d'un échantillon de sol, est présenté sur la figure 1 : des paliers successifs en vitesse de Darcy sont imposés dans la couche grossière tandis que la turbidité est mesurée en sortie de la cellule d'essai. La vitesse à partir de laquelle une érosion persistante est observée détermine le seuil. Dans le cas particulier de la figure 1, le critère exact qui a été utilisé pour définir le seuil correspond à l'observation d'une érosion non nulle à la fin d'un palier de 30 minutes [2,12].

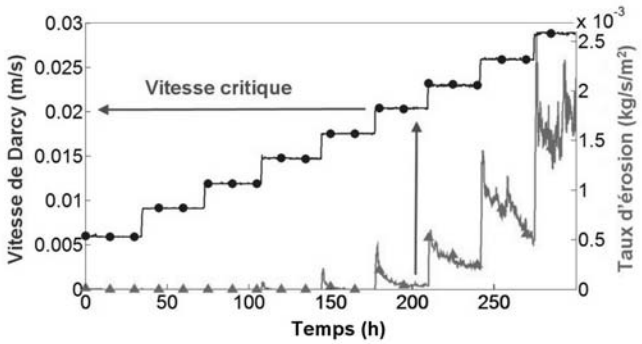


FIGURE 1: EXEMPLE TYPE D'UN ESSAI D'EROSION DE CONTACT PERMETTANT DE DETERMINER UNE VITESSE CRITIQUE PAR INCRÉMENTS PROGRESSIFS DE VITESSE [2,12].

En termes d'interprétation des mesures, l'approche consiste principalement à comparer ce seuil d'initiation de l'érosion de contact au critère de Shields, mais nécessite pour cela le recours à différents coefficients empiriques dont l'origine physique n'est pas connue. Par exemple, comme on le voit sur la figure 2, une des lois les plus abouties, proposée par Bezuijen et al. [8], impose un facteur correctif quasi-constant, de l'ordre de 2, sans quoi la prédiction tirée du diagramme de Shields sous-estime le seuil et donc, surestime le risque associé.

Cette difficulté est l'une des motivations principales de ce travail avec l'objectif d'accéder à la compréhension physique du mécanisme pour comprendre l'origine physique de cette sous-estimation apparente par l'approche de Shields. Pour cela, un zoom est nécessaire pour se concentrer sur les mécanismes d'érosion à l'échelle du pore et dans la zone de transition qui raccorde la surface du sol fin au cœur de la couche perméable qui canalise l'écoulement hydraulique.

Une seconde motivation forte est tirée également des essais du type de celui présenté à la figure 1. On y voit en effet que le taux d'érosion déduit de la mesure de turbidité ne reste pas constant au cours d'un palier de vitesse mais relaxe très fortement au cours du temps. Or les lois empiriques ou phénoménologiques reliant le taux d'érosion aux sollicitations hydrauliques prédisent toutes une érosion constante à conditions hydrauliques fixées. Elles ne peuvent donc pas intégrer cet effet temporel qui est en fait dû à de la ségrégation granulaire qui induit progressivement un pavage de la surface supérieure de la couche de sol fin par ses plus grosses particules. L'objectif de ce travail est donc également

d'intégrer ce tri granulométrique dans un modèle permettant de rendre compte le plus simplement possible d'une courbe expérimentale telle que celle de la figure 1.Au final, ce travail vise à analyser à l'échelle des pores le mécanisme d'érosion de contact afin de caractériser l'effet de la variabilité spatiale induite par la structure poreuse de la zone d'écoulement, en ne se limitant pas aux seules valeurs moyennes mais à toute la gamme de variation observée. Cela est réalisé du point de vue expérimental par des mesures fines, couplant fluorescence induite par un plan laser et vélocimétrie par images de particules (PIV), de l'hydrodynamique dans la zone de contact entre une couche de sable fin et une couche granulaire modèle de même indice de réfraction que le liquide pour accéder optiquement à l'intérieur du milieu. D'un point de vue analytique, les distributions mesurées pour les vitesses et surtout pour la contrainte tangentielle permettent de construire un modèle stochastique complet où la ségrégation granulaire peut être introduite. Le lecteur intéressé pourra se reporter à une description plus détaillée de ce travail [2,13].

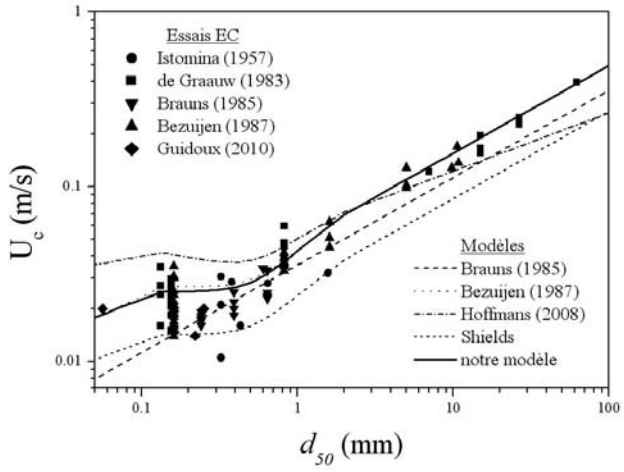


FIGURE 2: SYNTHÈSE DES MESURES EXPERIMENTALES ET DES MODÈLES EMPIRIQUES PROPOSÉS DANS LA LITTÉRATURE POUR LA VITESSE CRITIQUE D'EROSION DE CONTACT [2].

Description du dispositif expérimental

La cellule de mesure est rectangulaire, de section interne 8cm×8cm et de longueur 40cm. Une couche de sable fin a été placée à sa base puis recouverte d'une couche de billes de verre borosilicate. Le sable est de type NE34, de la carrière de Nemours, avec un diamètre médian $d_{50} \approx 200\mu m$ et une distribution serrée ($C_u \approx 1,5$). La couche de billes est composée d'un mélange égal en masse de billes de diamètre 7,3 et 9,7mm, ce qui donne un diamètre moyen égal à $D_{50} = 8,5mm$.

La technique optique employée consiste à rendre la couche supérieure transparente, ici les billes de verre borosilicate, en utilisant un liquide qui n'est plus de l'eau mais un mélange de deux huiles minérales dans des proportions permettant d'ajuster l'indice de réfraction du mélange à celui des billes. Des traceurs fluorescents placés dans le liquide puis éclairés par une nappe laser vont réémettre une lumière de longueur d'onde décalée. Par interposition d'un filtre optique passe-haut, il est possible de ne récupérer que la lumière correspondant aux traceurs comme l'illustre la figure 3A. Des images de ce type sont récupérées à la cadence de 125 images par seconde à l'aide d'une caméra rapide (Photron Fastcam SA3). Elles sont ensuite traitées deux à deux par un algorithme de PIV (Particle Image Velocimetry) [14] pour obtenir des champs de vitesse instantanés.

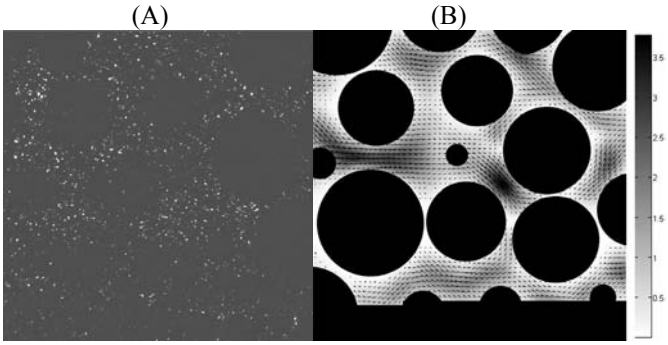


FIGURE 3: (A) IMAGE TYPE DES TRACEURS EN MOUVEMENT AVEC LE LIQUIDE INTERSTITIEL. (B) EXEMPLE DE CHAMP DE VITESSE MOYEN DU LIQUIDE (ECHELLE EN MM/S).

L'écoulement du liquide interstitiel est généré par une pompe à engrenages travaillant à débit constant. Le nombre de Reynolds reste inférieur ou égal à l'unité, l'écoulement poral est donc stationnaire et suit la loi de Darcy. Pour lisser le bruit de mesure brut des champs instantanés de vitesse, ceux-ci sont moyennés sur des séquences de 4 secondes, soient 500 images. Un champ moyen typique est montré à la figure 3B. Il y a été ajouté un masque binaire pour imposer une vitesse nulle dans les zones de l'image occupées par des billes de la couche poreuse.

Analyse de l'hydrodynamique locale

Profils verticaux de vitesse longitudinale et de porosité

Le profil de la figure 3B montre la très forte variabilité spatiale de l'écoulement à l'échelle des pores. On y voit des constrictions où le liquide accélère et des cavités comme autant de ralentisseurs de l'écoulement. Pour moyenner ces effets spatiaux, des mesures ont été réalisées de façon systématique dans toute la couche de billes en déplaçant par petits incréments la position du plan laser où est effectuée l'acquisition et en travaillant en amont, au centre et en aval de la cellule. La moyenne est effectuée sur l'ensemble des champs de vitesses moyens ainsi obtenus, de l'ordre de la trentaine, et l'on peut en tirer le profil vertical moyen de la

vitesse longitudinale et de la porosité comme le montre la figure 4.

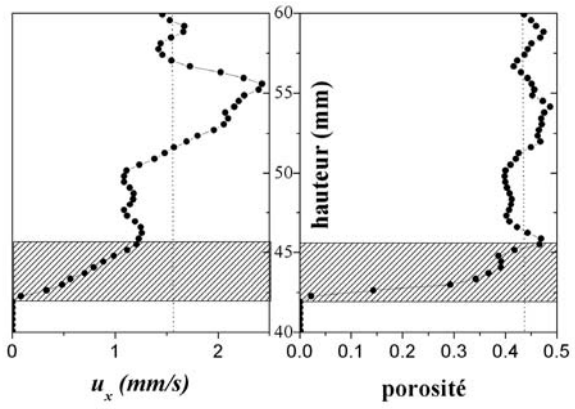


FIGURE 4: PROFILS VERTICAUX (APRÈS MOYENNE SPATIALE) DE LA VITESSE LONGITUDINALE ET DE LA POROSITÉ METTANT EN ÉVIDENCE L'EXISTENCE D'UNE ZONE DE TRANSITION.

Sur cette figure, on constate que, même après cette moyenne spatiale, les fluctuations spatiales autour de la valeur moyenne sont importantes et qu'elles semblent corrélées entre vitesse et porosité. On observe également, au voisinage immédiat de la couche de sable, l'existence d'une zone de transition où la vitesse passe rapidement de 0 à la valeur moyenne de Darcy. Cette couche a un taille de l'ordre du rayon moyen des grains ce qui veut dire que les processus d'érosion auront lieu à l'intérieur de cette zone de transition. Il n'est donc absolument pas acquis que la vitesse de Darcy, mesurée à l'échelle macroscopique mais non atteinte par l'écoulement dans cette zone, soit pertinente pour paramétrer l'érosion de contact.

Distribution statistique de la vitesse

Un premier pas pour répondre à cette question a consisté à ne plus se limiter à la valeur moyenne de vitesse mais à analyser la distribution statistique des composantes verticale et longitudinale de la vitesse. Celle dernière est présentée sur la figure 5. On a pu vérifier que la composante verticale de la vitesse a une répartition symétrique autour de sa valeur moyenne égale à zéro. En revanche, comme le montre la figure 5, la composante longitudinale, dont la moyenne est égale à la vitesse de Darcy, est fortement distribuée avec une longue queue de distribution vers les valeurs élevées qui apparaît compatible avec une loi exponentielle. Ce résultat est en accord avec des travaux antérieurs [15-19] obtenus pour des écoulements poreux homogènes, sans condition aux limites de couche quasi-imperméable en contact.

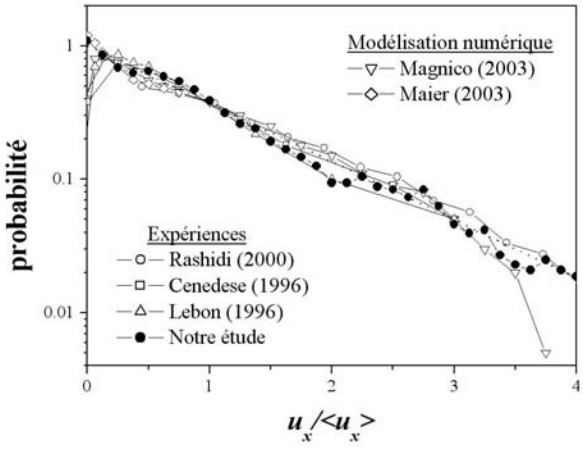


FIGURE 5: PROBABILITÉ D'OCCURENCE POUR LA COMPOSANTE LONGITUDINALE DE LA VITESSE. LA LOI EXPONENTIELLE EST DONNÉE PAR LA DROITE EN POINTILLÉ.

Distribution statistique de la contrainte de cisaillement

Cependant, si c'est la vitesse de Darcy qui a été retenue comme critère d'initiation de l'érosion de contact, c'est généralement la contrainte tangentielle de cisaillement qui est utilisée dans les modèles et lois d'érosion. Il est donc important dans ce travail de remonter à cette grandeur. Le fluide étant newtonien, cela peut théoriquement se faire simplement en dérivant dans l'espace les champs de vitesses instantanés. En pratique, la résolution spatiale des champs PIV n'est pas suffisante et une autre méthode a été employée. Celle-ci consiste à tracer de façon systématique le profil de vitesse longitudinale dans chaque pore et à chaque pas du réseau obtenu par PIV. Chaque profil est alors ajusté par une loi de Poiseuille dont les deux paramètres d'ajustement permettent d'évaluer la contrainte tangentielle associée. Dans ce calcul, on a distingué les pores au contact avec la couche de sable des autres pores situés plus au cœur de la couche granulaire. Là encore, les valeurs obtenues sont distribuées de façon compatible avec une loi exponentielle comme on peut le voir sur la figure 6.

Les distributions de la contrainte tangentielle évaluée respectivement dans la couche poreuse et au contact avec le sable, c'est-à-dire dans la zone de transition, apparaissent toutes deux parfaitement compatibles avec une simple distribution exponentielle. Ces deux distributions se distinguent en revanche par leurs valeurs moyennes puisque la contrainte tangentielle moyenne qui cisaille la couche de sable, $\overline{\tau}_s \approx 0,068Pa$, est environ égale à la moitié de celle mesurée dans le reste de la couche poreuse, $\overline{\tau}_p \approx 0,152Pa$. Il y a donc un effet de ralentissement à l'interface entre couche de sable et couche poreuse qui diminue la contrainte de cisaillement dans la zone de transition. Ce ralentissement s'exprime par l'intermédiaire du coefficient empirique β_{ecr}, défini ci-dessous, et qui vaut ici $\beta_{ecr} \approx 0,5$.

$$\beta_{ecr} = \overline{\tau}_s / \overline{\tau}_p \quad (1)$$

Amélioration des modèles macroscopiques

Contrainte de cisaillement moyenne en milieu poreux

Comme cela a déjà évoqué en introduction, le seuil expérimental d'apparition de l'érosion de contact semble être déterminé par une vitesse de Darcy critique tandis que les modèles d'interprétation s'appuient sur le diagramme de Shields où le seuil d'érosion s'exprime selon la contrainte de cisaillement. Il est donc nécessaire de relier, dans un milieu poreux soumis à un gradient hydraulique i constant, cette contrainte de cisaillement moyenne τ_p à la vitesse de Darcy U. On a besoin pour cela de lois reliant respectivement U et τ_p au gradient i. La première loi, dite aussi loi d'écoulement, est de la forme $i = aU + bU^2$ où les paramètres a et b peuvent être mesurés expérimentalement ou donnés par des lois empiriques comme celle de Fand [20].

Concernant la relation entre le gradient i et la contrainte de cisaillement moyenne τ_p, Wörman et Olafsdottir proposent d'écrire l'équilibre suivant entre la force globale de traînée et la perte de charge [9] :

$$\overline{\tau}_p A_s = n \rho_w g i \quad (2)$$

Où n est la porosité du milieu poreux et A_s sa surface spécifique, c'est-à-dire le rapport la surface par unité de volume qui est exposée au cisaillement. Cette dernière grandeur se calcule très simplement dans le cas d'un milieu poreux constitué de sphères.

Dans les expériences présentées précédemment, la porosité est $n \approx 0,37$ et les valeurs mesurées pour l'écoulement sont les suivantes : $U \approx 1,62 mm/s$ et $i \approx 0,072$. L'application de la formule (2) fournit alors une valeur $\overline{\tau}_p \approx 0,491 Pa$ qui est donc très nettement supérieure à la mesure expérimentale. On définit alors un second paramètre empirique pour rendre compte de cet écart :

$$\beta_{exp} = \left(\overline{\tau}_p\right)_{theo} / \left(\overline{\tau}_p\right)_{exp} \quad (3)$$

Ce coefficient est de l'ordre de 3. On peut sûrement expliquer une partie de cet écart par le fait que les mesures sont réalisées dans un plan et ne peuvent donc pas prendre en compte la composante transverse de la contrainte de cisaillement. Or, du fait de la tortuosité du milieu, cette contribution est loin d'être négligeable même si elle ne peut pas pour autant expliquer la totalité de cet écart. Et la validité de cette loi (3) pourrait être remise en cause à l'aune d'une analyse systématique qui n'a malheureusement pas pu être menée. Pour généraliser les résultats obtenus, on doit toutefois s'appuyer sur une loi analytique et, moyennant le coefficient β_{exp}, on supposera que la formule de l'Eq. (2) est applicable de façon générale.

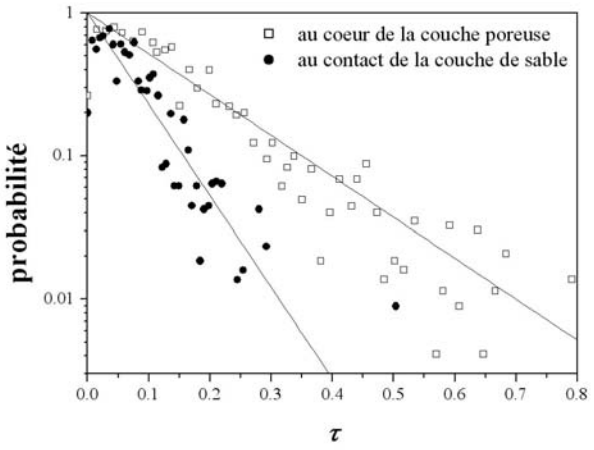


FIGURE 6: PROBABILITÉ D'OCCURRENCE POUR LA COMPOSANTE LONGITUDINALE DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT AU CONTACT DE LA COUCHE DE SABLE ET DANS LE RESTE DE LA COUCHE POREUSE. LES DROITES CORRESPONDENT AUX LOIS EXPONENTIELLES ASSOCIÉES.

Estimation générale de la vitesse critique d'érosion

Pour réaliser cette estimation, nous avons du faire l'hypothèse que les deux coefficients empiriques tirés de l'analyse de l'hydrodynamique locale, β_{ecr} et β_{exp}, demeurent approximativement les mêmes dans les différentes configurations des essais d'érosion de contact à l'échelle de l'échantillon. C'est là une hypothèse forte qui demanderait à être vérifiée. Elle permet toutefois d'atteindre un très bon accord avec les mesures expérimentales par la démarche suivante. Dans un premier temps, on suppose que la contrainte critique d'érosion est donnée par le diagramme de Shields à travers un nombre de shields critique Sh_c. Les formules données par Eq. (1), Eq. (2) et Eq. (3) permettent alors d'estimer le gradient critique correspondant i_c :

$$i_c = \frac{6(1-n)(s-1)d_{50}}{n \beta_{ecr} \beta_{exp} D_{50}} Sh_c \quad (4)$$

Enfin, la loi d'écoulement permet de remonter à la vitesse critique d'érosion U_c. Comme on peut le voir sur la figure 2, la courbe obtenue de cette façon se cale très bien sur les données expérimentales et se superpose pratiquement au modèle semi-empirique de Bezuijen [8].

L'analyse tirée de ces mesures de l'hydrodynamique locale a donc permis de répondre à la première motivation de ce travail relative à la sous-estimation du seuil obtenue par application directe du diagramme de Shields.

Modèle stochastique de l'érosion de contact

Nécessité d'un modèle stochastique

Comme nous l'a appris l'étude de l'hydrodynamique locale, les fluctuations de vitesse et de contrainte sont très importantes du fait de la forte variabilité spatiale induite par les pores de la couche grossière. Or les modèles d'érosion les

plus couramment employés sont purement déterministes, construits sur les seules grandeurs moyennes et ne peuvent donc pas rendre compte de cette variabilité spatiale qui est pourtant spécifique de la configuration de l'érosion de contact. La loi d'érosion la plus simple et la plus courante correspond à un taux d'érosion $\dot{m}$ ($kg.m^{-2}.s^{-1}$) directement proportionnel à l'excès de contrainte de cisaillement à la surface une fois retranchée la valeur critique τ_c :

$$\dot{m} = k_{er}(\tau_s - \tau_c) \quad (5)$$

Pour analyser l'effet des fluctuations de contrainte, nous allons développer par étapes successives un modèle stochastique. Ce type de modèle a déjà été utilisé dans le contexte de l'érosion sédimentaire fluviale pour introduire les fluctuations temporelles de contrainte intrinsèques à un écoulement turbulent [21] ou la variabilité de la contrainte critique d'érosion τ_c au sein d'un matériau sédimentaire [22]. Le cas de l'érosion de contact se distingue cependant par la nature des fluctuations qui est ici spatiale et non temporelle et qui est associée, comme on l'a vu, à des distributions exponentielles différentes de celles obtenues avec un écoulement turbulent [22].

Effet d'une distribution de la contrainte de cisaillement

En s'appuyant donc sur le résultat de la figure 6, on peut prendre une distribution statistique de forme exponentielle pour la contrainte tangentielle τ_s à la surface du lit sédimentaire :

$$P_s(\tau_s) = \frac{1}{\overline{\tau}_s}\exp\left(-\frac{\tau_s}{\overline{\tau}_s}\right) \quad (6)$$

Pour la loi d'érosion, on suppose la loi (5) exacte mais seulement localement, et non en termes de grandeur moyenne. Le taux d'érosion moyen s'écrit alors :

$$\overline{\dot{m}} = \int_0^{+\infty} k_{er}(\tau_s - \tau_c)P_s(\tau_s)d\tau_s = k_{er}\overline{\tau}_s \exp\left(-\frac{\tau_c}{\overline{\tau}_s}\right) \quad (7)$$

Il est important de remarquer que l'on ne retrouve plus de seuil dans cette loi macroscopique donnée par l'Eq. (7) et, même pour de très faibles écoulements, un taux d'érosion non nul est prédit comme on peut le voir sur la figure 7. Or on sait que l'existence même de ce seuil d'érosion est une question en débat [23] du fait notamment que cette valeur est généralement obtenue par extrapolation à zéro de mesures de transport sédimentaire et que par conséquent, lorsque ce taux de transport est très faible, la mesure n'est plus objective mais dépend de la patience de l'opérateur.

Par ailleurs, même à considérer des mesures de très bonne qualité qui seraient donc parfaitement alignées sur la courbe donnée par l'Eq.(7), l'extrapolation vers zéro étant quasi-systématiquement faite sur la base d'une relation linéaire, ce qui correspond donc à l'Eq. (5), des erreurs importantes apparaissent sur les paramètres d'érodibilité, k_{er} et τ_c. Le premier est légèrement sous-estimé tandis que le second est, lui, significativement sous-estimé. Ce dernier résultat va toutefois dans le sens d'une sécurité accrue et limite donc la portée de cette erreur.

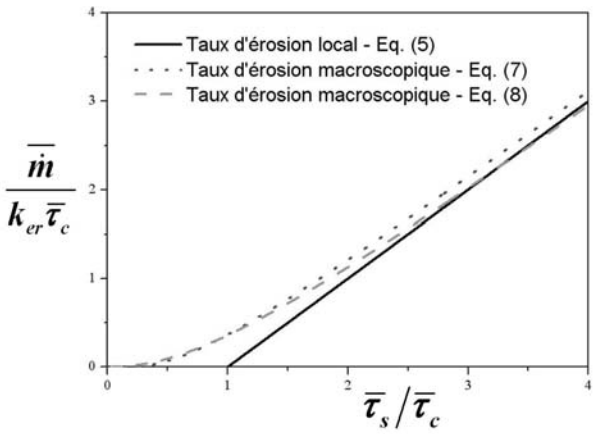


FIGURE 7: COMPARAISON ENTRE LE TAUX D'ÉROSION LOCAL (EQ. (5)) ET LES TAUX D'ÉROSION MACROSCOPIQUES DONNÉS PAR LE MODÈLE STOCHASTIQUE POUR UNE CONTRAINTE CRITIQUE D'ÉROSION UNIQUE (EQ. (7)) OU DISTRIBUÉE (EQ. (8)) AVEC UN ECART-TYPE EGAL A LA CONTRAINTE CRITIQUE MOYENNE.

Effet d'une distribution de la résistance à l'érosion

Si l'on veut construire un modèle stochastique complet, il faut également tenir compte des autres sources de variabilités et, à ce titre, il n'est plus possible de considérer un matériau parfaitement homogène possédant une unique valeur de résistance à l'érosion. Au contraire, cette résistance à l'érosion τ_c présente elle aussi une distribution statistique liée notamment, dans le cas d'un sédiment granulaire, aux différentes tailles des grains. Contrairement à la contrainte de cisaillement dont nous connaissions la forme de la distribution, il faut ici faire une hypothèse sur la fonctionnelle la mieux adaptée. On suivra l'étude de van Prooijen et Winterwerp en choisissant une distribution log-normale d'écart-type σ_c [22]. Par la même démarche que celle ayant permis d'obtenir l'Eq. (7) mais en prenant cette fois en compte deux distributions statistiques, respectivement pour τ_s et τ_c, on parvient après quelques développements mathématiques à évaluer le taux d'érosion macroscopique :

$$\begin{aligned}\overline{\dot{m}} &= \iint k_{er}(\tau_s - \tau_c)P_s(\tau_s)d\tau_s P_c(\tau_c)d\tau_c \\ &= C_g k_{er}\overline{\tau}_s \exp\left(-\frac{\overline{\tau}_c}{\overline{\tau}_s} + \frac{\sigma_c^2}{2\overline{\tau}_s^2}\right)\left(1 - erf\left(\frac{\sigma_c}{\sqrt{2}\overline{\tau}_s} - \frac{\overline{\tau}_c}{\sqrt{2}\sigma_c}\right)\right)\end{aligned} \quad (8)$$

Où C_g est une constante de normalisation et où erf désigne la fonction erreur.

Cependant, même en prenant des valeurs d'écart-type élevés, de l'ordre de grandeur de la valeur moyenne de la distribution, la figure 7 montre que l'on n'observe que peu de différences entre le taux d'érosion macroscopique prédit avec

et sans distribution statistique de la contrainte critique d'érosion.

Effet du tri granulométrique

Ces différents ingrédients de base du modèle stochastique ne permettent pas, à eux seuls, d'intégrer une dimension temporelle au phénomène d'érosion de contact ainsi modélisé. Cela est normal étant donné que, comme déjà évoqué en introduction, l'origine de la diminution graduelle du taux d'érosion au cours du temps correspond à un processus de ségrégation des grains par taille qui mène progressivement à un pavage de la surface du lit sédimentaire par les particules les plus grosses et donc les plus résistantes à l'érosion. Un modèle stochastique complet doit donc intégrer ce mécanisme de tri granulométrique. Cela a été réalisé ici de la façon simple. L'idée, c'est de tenir compte de la fraction de grains la plus résistance qui ne subit pas d'érosion. Ainsi, il y a un tirage au sort initial des valeurs des contraintes critiques en suivant la distribution statistique $P_c(\tau_c)$. A ces valeurs sont associées celles de la contrainte de cisaillement fournies par la distribution $P_s(\tau_s)$. Si un couple $\{\tau_s, \tau_c\}$ vérifie $\tau_s < \tau_c$, il ne génère aucune érosion. A l'inverse, si $\tau_s > \tau_c$, il y a érosion. Dès que cette érosion locale a entraîné un creusement de la surface égale à une taille caractéristique δ, une nouvelle valeur de τ_c est tirée au sort de façon à modéliser l'apparition de nouvelles particules à la surface après érosion des particules de la couche supérieure. Seuls les endroits où la résistance est faible vont être concernés par ce processus de renouvellement des propriétés de résistance à l'érosion tandis que les zones les plus résistantes restent en place. De ce fait, il y a, au fur et à mesure des nouveaux tirages au sort effectués, de plus en plus de particules résistantes à la surface et le taux d'érosion diminue donc progressivement.

La version complète du modèle possède au final 5 paramètres : la contrainte de cisaillement moyenne à la surface $\overline{\tau}_s$, le coefficient d'érosion k_{er}, la valeur moyenne de la contrainte critique d'érosion $\overline{\tau}_c$ ainsi que l'écart-type σ_c de la distribution, et enfin la taille caractéristique δ. Mais plusieurs de ces paramètres peuvent être déterminés si le matériau fin est connu. Ainsi, à partir de la valeur de d_{50}, on calcule avec le diagramme de Shields le nombre de Shields critique associé Sh_c et on en déduit la valeur de $\overline{\tau}_c$: $\overline{\tau}_c = Sh_c(\rho_s - \rho_w)gd_{50}$. La valeur de $\overline{\tau}_s$ est donnée par le gradient hydraulique ou la vitesse de Darcy à l'aide des Eqs. (1), (2) et (3). Quant à δ, il est naturel de le prendre égal à la taille caractéristique des grains : $\delta = d_{50}$. Au bilan, seuls k_{er} et σ_c sont inconnus et doivent être ajustés pour valider le modèle. C'est ce qui a été effectué en confrontant le modèle aux mesures expérimentales de [2,12] pour un sable silteux de diamètre médian $d_{50} = 60\mu m$ correspondant à une contrainte critique d'érosion $\overline{\tau}_c = 0{,}12 Pa$ (obtenue avec l'expression approchée du diagramme de Shields donnée par Cao [24]). Le résultat est présenté à la figure 8.

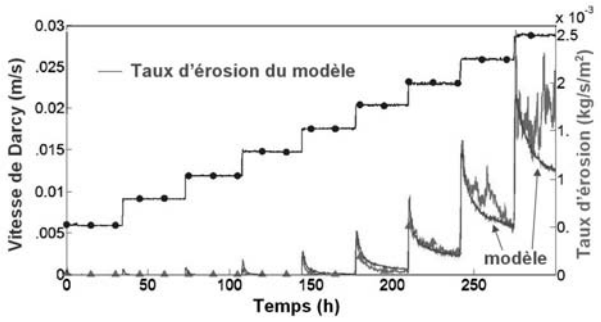


FIGURE 8: AJUSTEMENT DU MODÈLE VIS-À-VIS DU TAUX D'ÉROSION MESURÉ DANS L'ESSAI MACROSCOPIQUE D'ÉROSION DE CONTACT PRÉSENTÉ À LA FIGURE 1.

On voit sur cette figure qu'un ajustement satisfaisant du modèle peut être obtenu avec $k_{er} = 6{,}8.10^{-2}\, s.m^{-1}$ et $\sigma_c = 0{,}20 Pa$. Les pics d'érosion successifs ainsi que les phases de relaxation qui les suivent sont bien représentés par le modèle, tout du moins tant que l'on ne s'éloigne pas trop du seuil d'érosion.

Le modèle stochastique, tiré notamment de l'analyse statistique de l'hydrodynamique locale, propose donc une réponse convaincante à la seconde motivation de ce travail visant à rendre compte le plus simplement possible d'une courbe expérimentale typique obtenue lors d'un essai d'érosion de contact.

Conclusion

L'analyse à l'échelle locale de l'hydrodynamique susceptible de générer une érosion de contact a permis de mettre en évidence l'effet de la variabilité spatiale qu'impose à l'écoulement la géométrie de l'espace poral ainsi que l'effet de ralentissement induit par la présence d'une zone de transition au contact de la couche de sol fin. Cette zone de transition permet d'expliquer la sous-estimation systématique de la vitesse critique d'érosion observée par une approche de Shields basée sur un écoulement poreux uniforme.

Les mesures effectuées concernent les grandeurs moyennes, en espace et en temps, mais aussi les distributions statistiques de vitesse et de contrainte de cisaillement qui apparaissent compatibles avec une simple loi exponentielle. Ce dernier résultat permet de nourrir un modèle stochastique qui est complété par la prise en compte d'une part de la distribution des contraintes critiques d'érosion et d'autre part de la ségrégation granulaire, laquelle ségrégation est à l'origine de la diminution au cours du temps du taux d'érosion. Au final, avec seulement deux paramètres ajustables, le modèle

parvient à reproduire de façon très correcte les essais type d'érosion de contact.

Remerciements

Les auteurs remercient le soutien financier de la compagnie EdF et du projet national ERINOH.

Références

[1] Béguin R., Faure Y.-H., Guidoux C., Philippe P. (2012). *Erosion de contact entre deux sols*. In: Bonelli, S. (ed.), Erosion des géomatériaux, Traité MIM, Risques Naturels, Hermès Science Publication, 2012, pp. 139-177.

[2] Béguin R. (2011). *Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre.* Thèse de l'Université de Grenoble, France.

[3] Sherard J.L., Dunnigan L.P., Talbot J.R. (1984). *Basic Properties of Sand and Gravel Filters.* Journal of Geotechnical Engineering Vol. 110, No.6, pp. 684-700.

[4] Locke M., Indraratna B., Adikari G. (2001). *Time-Dependent Particle Transport through Granular Filters.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 127, No.6, pp. 521-529.

[5] Reboul N., Vincens E., Cambou B. (2010). *A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres.* Computers and Geotechnics Vol. 37, No.1-2, pp. 195-206.

[6] Istomina V.S. (1957). *Filtration stability of soils.* Gostroizdat, Moscow (in Russian).

[7] Brauns J. (1985). *Erosionsverhalten geschichteten bodens bei horizontaler durchstromung.* Wasserwirtschaft Vol. 75, pp. 448-453.

[8] Bezuijen A., Klein Breteler M., Bakker K.J. (1987). *Design criteria for placed block revetments and granular filters.* Proc. of the 2nd Int. Conf. on Coastal & Port Eng. In Dev. Countries, Beijing, China.

[9] Wörman A., Olafsdottir R. (1992). *Erosion in a granular medium interface.* Journal of Hydraulic Research Vol. 30, No. 5, pp. 639-655.

[10] Bakker K.J., Verheij H.J., de Groot M.B. (1994). *Design relationship of filters in bed protection.* Journal of Hydraulic Engineering Vol. 120, No. 9, pp. 1082-1088.

[11] Hoffmans G.J.C.M., Den Adel H., Verheij H.J. (2008). *Horizontal granular filters.* Proc. of the 4th Int. Conf. on Scour and Erosion, Tokyo, Japan, pp. 480-485.

[12] Guidoux C., Faure Y.-H., Béguin R. (2010). *Contact erosion at the interface between granular coarse soil and various base soils under tangential flow condition.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 136, No. 5, pp. 741-750.

[13] Béguin R., Philippe P., Faure Y.-H. (2013). *Pore-scale flow measurements at an interface between a sandy layer and a model porous medium: Application to statistical modeling of contact erosion.* Journal of Hydraulic Engineering. A paraître.

[14] Meunier P., Leweke T. (2003). *Analysis and treatment of errors due to high velocity gradients in particle image velocimetry.* Experiments in Fluids Vol. 35, No. 5, pp. 408-421.

[15] Lebon, L., Leblond J., Hulin J.-P., Martys N., Schwartz L. (1996). *Pulsed field gradient NMR measurements of probability distribution of displacement under flow in sphere packings.* Magnetic Resonance Imaging Vol. 14, No. 7, pp. 989-991.

[16] Cenedese A., Viotti P. (1996). *Lagrangian analysis of non-reactive pollutant dispersion in porous media by means of the particle image velocimetry technique.* Water Resource Research Vol. 32, No. 8, pp. 2329-2343.

[17] Rashidi M., Peurrung L., Tompson A.F.B., Kulp T.J. (1996). *Experimental analysis of pore-scale flow and transport in porous media.* Advances in Water Research Vol. 19, No. 3, pp. 163-180.

[18] Maier P.S., Kroll D.M., Kutsovsky Y.E., Davis H.T., Bernard R.S. (1998). *Simulation of flow through beadpacks using lattice Boltzmann method.* Physics of Fluids Vol. 10, No. 1, pp. 60-74.

[19] Magnico P. (2003). *Hydrodynamic and transport properties of packed beds in small tube-to-sphere diameter ratio: pore scale simulation using an Eulerian and a Lagrangian approach.* Chemical Engineering Science Vol. 58, No. 22, pp. 5005-5024.

[20] Fand R.M., Kim B.Y.K. (1987). *Resistance to the flow of fluids through simple and complex porous-media whose matrices are composed of randomly packed spheres.* Journal of Fluids Engineering, Vol. 109, No.3, pp. 268-274.

[21] Cheng N.-S., Law A.W.-K., Lim S.Y. (2003). *Probability distribution of bed particle instability.* Advances in Water Resources Vol. 26, No.4, pp. 427-433.

[22] van Prooijen B.C., Winterwerp J.C. (2010). A stochastic formulation for erosion of cohesive sediments. Journal of Geophysical Research Vol. 115, No. C1, C01005.

[23] Lavelle J.W., Mofjeld H.O. (1987). *Do Critical Stresses for Incipient Motion and Erosion Really Exist?* Journal of Hydraulic Engineering Vol. 113, No.3, pp. 370-385.

[24] Cao Z. (2006). *Explicit formulation of the Shields diagram for incipient motion of sediment.* Journal of Hydraulic Engineering Vol. 132, No.10, pp. 1096-1099.

Mots clés

Erosion de contact ; PIV ; Distribution statistique ; Modèle stochastique ; Tri granulométrique.

Caractérisation de la durabilité des enrochements protégeant les digues

Characterization of the durability of the rockfill protections on dikes

C.Picault[1], J.Perrier [2], M.Dumas [3]

[1] Compagnie Nationale du Rhône, Lyon, c.picault@cnr.tm.fr
[2] Consultant, Estrablin, jacquesperrier219@orange.fr
[3] Compagnie Nationale du Rhône, Lyon, m.dumas@cnr.tm.fr

Résumé

Les enrochements naturels sont l'un des principaux matériaux utilisés dans les travaux maritimes et fluviaux pour protéger les ouvrages hydrauliques et notamment les digues contre l'érosion externe, la submersion marine et les crues.

Pour être installés en carapace protectrice sur les ouvrages les enrochements doivent répondre à un certain nombre de critères de durabilité et de stabilité. Ces critères sont directement liés aux propriétés physiques du faciès dont la roche est issue et la stabilité des blocs est assurée par leur géométrie calibrée.

Pour apprécier la qualité et la durabilité des protections en enrochements mis en œuvre sur ses ouvrages, le Centre d'Analyse Comportementale des Ouvrages hydrauliques de la Compagnie Nationale du Rhône s'est basé sur l'analyse de l'entretien de ses 400 Km de berges protégées par des enrochements. La maintenance de ces protections nécessite la mise en œuvre de 70 000 tonnes d'enrochements par an.

La méthode mise au point par la CNR, appelée « agrément de carrière » se décompose en plusieurs étapes. Tout d'abord directement sur le site de la carrière, par une approche géologique et macroscopique du gisement puis par la réalisation d'essais d'intégrité. Ensuite une série d'essais en laboratoire permet de définir la qualité intrinsèque du gisement à l'échelle de la microstructure.

Un parallèle entre le marquage CE et l'agrément CNR permet de mettre en perspective la complémentarité des deux approches : d'une part un cadre réglementaire pour la mise sur le marché des enrochements en Europe et d'autre part la caractérisation de la durabilité des fournitures.

Abstract

Natural rockfill is one of the main materials used for maritime and river works to protect hydraulic structures, especially dikes against erosion and marine submersion, and floods.

To be installed as a protective shell on structures, the rockfill must satisfy a certain number of durability and stability criteria. These criteria are directly linked to the physical properties of the facies from which the rock is extracted, while the stability of the blocks is ensured by calibrating their geometry.

To appreciate the quality and durability of the rockfill protections installed on its structures, the Hydraulic Structure Behaviour Analysis Centre of the Compagnie Nationale du Rhône relies on the analysis of the maintenance of 400 Km of dikes protected by rockfill. This maintenance involves the consumption of 70,000 tons of rockfill a year.

The method developed by CNR can be broken down into several steps, firstly directly at the quarry, through a geologic and macroscopic examination of the deposit, secondly, integrity tests are performed in the quarry and, lastly, a series of laboratory tests permits determining the intrinsic quality of the deposit at microscopic scale.

A parallel is then established between CE marking that provides the regulatory framework to which rockfill placed on the market is subject in Europe and the complementary approach used by CNR.

Introduction

La Compagnie Nationale du Rhône créée en 1933, reçoit de l'état en 1934 la concession du fleuve pour l'aménager et l'exploiter selon trois missions solidaires : la production d'hydroélectricité, l'amélioration de la navigation, l'irrigation et autres usages agricoles.

Deuxième producteur français d'électricité et premier d'énergie exclusivement renouvelable, la CNR produit et valorise en moyenne annuelle 14,6 TWh issus d'un mix hydraulique, éolien et photovoltaïque.

La voie navigable du Rhône est aménagée pour des convois de gabarit européen. Longue de 330 kilomètres entre Lyon et la mer Méditerranée, elle comporte 14 écluses de 195 mètres

X 12 mètres. En 2011, le trafic fluvial atteignait 1,27 milliards de tonnes de marchandise par kilomètre transporté.

Le Rhône est équipé d'une série de 19 aménagements (cf. Figures 1A et B) répartis sur une distance de 330 kilomètres et sur un dénivelé de 300 mètres. Comme illustré dans la Figure 2, chaque aménagement est constitué d'une retenue limitée par des digues en terre, d'un canal d'amenée, d'un canal de fuite et du vieux Rhône (lit originel du fleuve).

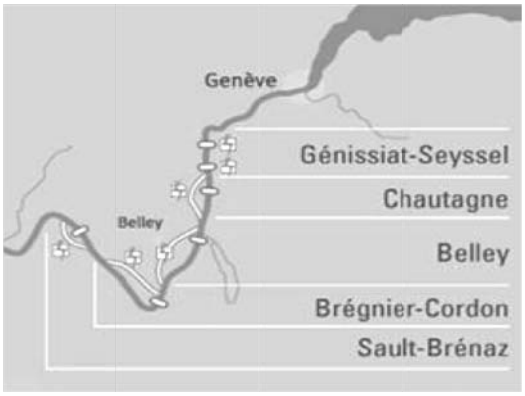


FIGURE 1A : LES AMÉNAGEMENTS CNR DU HAUT RHÔNE



FIGURE 1B : LES AMÉNAGEMENTS CNR DU BAS RHÔNE

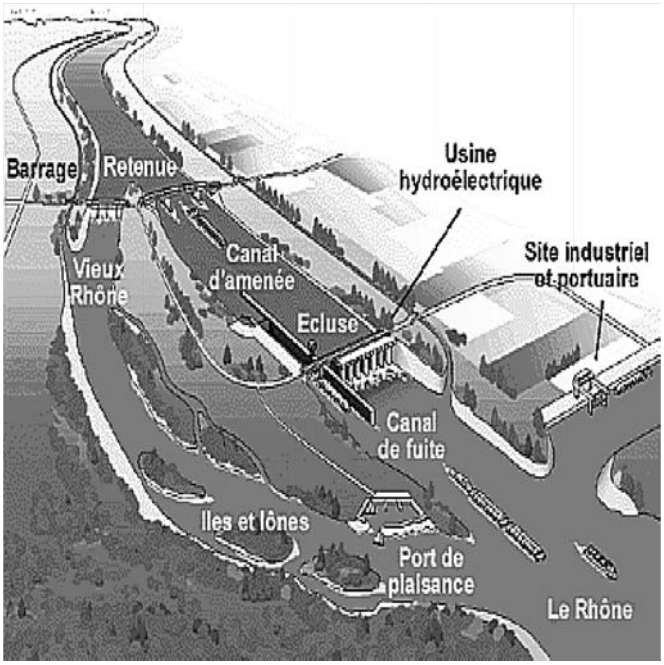


FIGURE 2 : AMÉNAGEMENT TYPE

Lors de la construction des aménagements du Rhône qui s'étend des années 50 aux années 80, les berges des retenues ont été revêtues par des carapaces en enrochement (cf. Figure 3), de taille adaptée, de sorte à les protéger du batillage provoqué par le passage des bateaux ou des agressions du courant pouvant atteindre localement 6m/s en période de crue. Les enrochements mis en œuvre sont principalement calcaires, et localement basaltiques. L'essentiel des protections présente une blocométrie de 10/100 kg, localement 100/400 kg, et atteint 1000/3000 kg

au droit des ouvrages traversants (barrages, seuils, ponts à protéger).

Dans les années 1990, des signes de dégradation des protections en enrochements ont été observés : éclatement et dislocation dans les secteurs exondés à l'étiage, défauts d'imbrication dans la zone de batillage et sur les seuils.
Les protections en enrochements ont alors commencé à nécessiter des travaux d'entretien importants.

Compte tenu de l'enjeu financier (environ 0,5 millions d'euros par an, représentant 2,5% du budget annuel d'entretien pour le génie civil), les services de la CNR chargés de l'entretien des aménagements ont lancé une série de diagnostics concernant toutes les retenues d'aménagements à l'aval de Lyon dans le but d'établir un plan pluriannuel d'entretien, destiné à mettre en évidence les secteurs nécessitants des renforcements et de hiérarchiser les priorités.

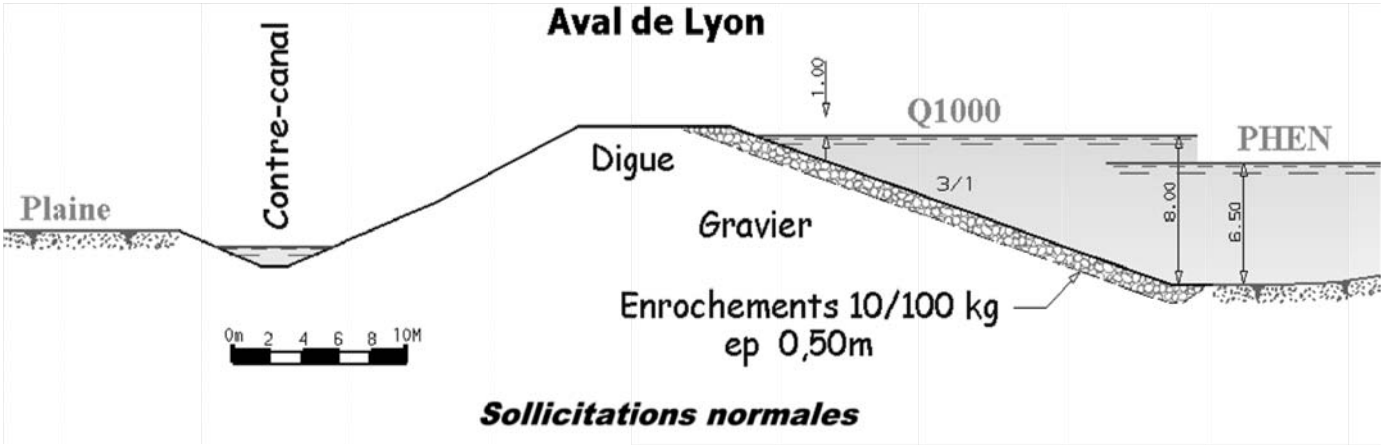


FIGURE 3 : COUPE TYPE D'UNE BERGE DE RETENUE

Il était donc nécessaire d'examiner, avec des méthodes homogènes d'évaluation et de dimensionnement [1], l'état des revêtements qui ont été conçus et réalisés, sur une période de 30 ans (des années 50 aux années 80), avec des matériaux de qualités diverses (l'emploi des matériaux des carrières proches du fleuve ayant été privilégié pour diminuer les coûts).

L'agrément de carrière CNR est né de cette étude [2].

La méthode CNR

Le principe appelé « agrément de carrière » a pour finalité que les agents CNR en charge des chantiers de mise en œuvre d'enrochements disposent tout au long du fleuve et en permanence, de sources d'approvisionnement dont la qualité intrinsèque et la rigueur de production soient connus et éprouvés.

Les diagnostics menés sur les enrochements en place sur les aménagements ont révélé que des essais à l'échelle du bloc, et non d'un échantillon de roche, étaient indispensables pour appréhender la durabilité des enrochements. Ces diagnostics ont également permis de statuer sur la nature des essais discriminants. C'est ainsi que l'essai de chute a permis de vérifier la tenue des blocs vis-à-vis de la manipulation des engins, l'absorption et l'essai de gel la tenue vis-à-vis des cycles thermiques, la densité et la fragmentation la tenue vis-à-vis des vitesses d'écoulement.

Les essais de chute et d'indice de continuité sur enrochements, ainsi que la visite du géologue sur le front de taille des carrières, constituent la première étape avec une interprétation quasi immédiate. Ensuite, les éprouvettes nécessaires aux essais en laboratoire sont confectionnées à partir de blocs sélectionnés en fonction de leurs caractéristiques soniques représentatives du gisement.

Essais en carrière

La reconnaissance des fronts de taille est réalisée par un géologue qui peut au besoin affiner son examen pétrographique au travers de l'analyse de lames mince. Il donne un avis sur la durabilité des blocs et sur la capacité du gisement en terme de blocométrie.

La vérification de l'intégrité des blocs est effectuée sur du « brut » d'abattage à l'aide de deux essais différents.
Tout d'abord la mesure d'indice de continuité aux ultras sons selon le mode opératoire CNR N° 6.5-I208.



FIGURE 4 : MESURE D'INDICE DE CONTINUITÉ SUR BLOC

Cet essai consiste à mesurer la vitesse de propagation du son sur un échantillon de trente blocs représentatifs du gisement (cf. Figure 4). Ces mesures sont ensuite comparées a la vitesse théorique de propagation du son dans le matériau testé (cf. Tableau 1) et le rapport vitesse mesurée /vitesse théorique appelé Indice de continuité, doit être supérieur a 55% pour être concluant.

TABLEAU 1 : VITESSES SONIQUES THÉORIQUES

Roches	V_L (m/s)
Amphibolites	6 500
Calcaire et calcaire cristallin	6 500
Diorites	6 500
Gabbros	7 000
Granites	6 000
Autres roches métamorphiques	6 000
Roches siliceuses	6 000

EXTRAIT NORME P18-556

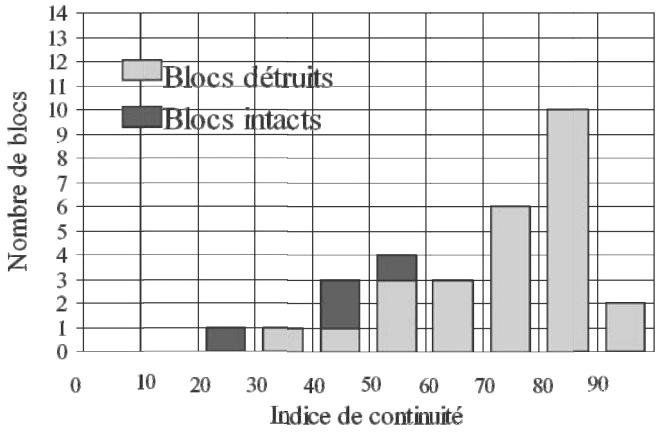
Le second essai pour déterminer l'intégrité des blocs est l'essai de chute selon le mode opératoire CNR N°6.5-I208. A l'aide d'un engin de levage, une série de 30 blocs est lâchée d'une hauteur de 3 mètres sur le carreau de la carrière ou une enclume de même nature que la roche testée (cf. Fig. 5).



FIGURE 5: ESSAI DE CHUTE EN CARRIÈRE

Les blocs ayants perdu au moins l'équivalent de 10% de leur poids d'origine sont considérés comme détruits (Contrôle visuel). L'essai est concluant si moins de 35% des blocs sont détruits.

La corrélation de ces deux essais (cf. Figure 6) associée aux conclusions du géologue, permet de statuer très rapidement sur la qualité de la roche et de continuer ou non la démarche d'agrément du gisement.



% de blocs détruits : 13%

FIGURE 6 : CORRÉLATION ENTRE ESSAI DE CHUTE ET CONTINUITÉ [2]

Essais en laboratoire

Si les résultats en carrière sont acceptables des échantillons représentatifs sont prélevés pour la réalisation des essais de laboratoire.

La diversité des essais de laboratoire sélectionnés suivant le référentiel de la norme EN 13383-1 (sauf le test de gélivité) permet de mesurer la plupart des caractéristiques d'un enrochement. En cas de résultats insuffisants, chacun des essais constitue un point d'arrêt au processus d'agrément.

- La **masse volumique** est obtenue par pesée hydrostatique, suivant méthode décrite dans EN 13383-2. Elle doit être supérieure à 2.5 t/m3.

- La **résistance à l'usure** des enrochements est mesurée par l'essai Micro Deval en présence d'Eau (MDE), suivant NF EN 1097-1 car les couches supérieures sont parfois exposées à une abrasion par les sédiments. La catégorie minimum retenue est MDE30 (coefficient micro-deval ≤ 30) usage pour un environnement modérément abrasif de type mer avec grosses vagues occasionnelles ou une action du courant chargé de sédiment.

- La **résistance à la « fragmentation »** est déterminée avec l'essai de résistance à la compression (conformément à l'annexe A de l'EN 1926) sur 10 Éprouvettes cylindriques d'élancement 1 (50mm). La catégorie retenue est la CS60 correspondant à la valeur moyenne de la résistance des 9 meilleures éprouvettes et qui doit être supérieure ou égale à 60 MPa avec moins de 2 éprouvettes sur 10 dont la résistance est mesurée inférieur à 40 MPa.

- **L'absorption d'eau (WA, % en masse)** sous vide est déterminée par pesée hydrostatique sur 10 échantillons, suivant la méthode décrite dans EN13383-2. C'est un essai

crible pour la résistance au gel-dégel : si l'absorption est inférieure à 0.5% (catégorie WA 0,5), l'essai de gélivité devient facultatif.

- La **sensibilité au gel** sur enrochement est déterminée selon le mode opératoire CNR N°6.5-I212. Elle est mesurée par la perte relative d'indice de continuité après 25 cycles de gel/dégel (cf. Figure 7). L'essai est réalisé sur 5 échantillons saturés en eau sous vide d'air. La baisse relative de l'indice de continuité après essai de gélivité devra être inférieure à 15% pour 80% des blocs.

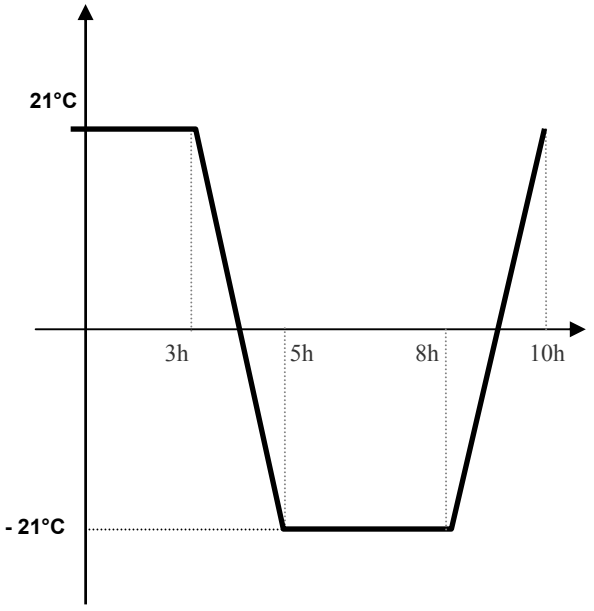


FIGURE 7 : SCHÉMATISATION DES CYCLES DE GEL / DÉGEL

Comme le schématise la figure 8, l'agrément est délivré pour une durée de 5 ans avec ou sans restriction à un front de taille ou a une blocométrie maximale. Au bout des 5 premières années, l'agrément peut être renouvelé par la seule validation des essais en carrière. Au bout de 10 ans, la totalité des essais doit être reconduite.

Le marquage CE

L'agrément de carrière CNR permettait avant l'avènement du marquage CE, de garantir un niveau de qualité en adéquation avec l'emploi des enrochements en protection sur les ouvrages hydrauliques. Le marquage CE devenu obligatoire pour la mise sur le marché d'enrochements dans notre pays permet de connaitre les catégories dans lesquelles se situent les enrochements en fonction des différents tests spécifiés par la norme. Le Tableau 2 présente un parallèle entre les spécifications du marquage CE (de la norme enrochement NF EN13-383) et les critères et valeurs seuils retenus par la CNR dans le cadre du contrôle de ses ouvrages

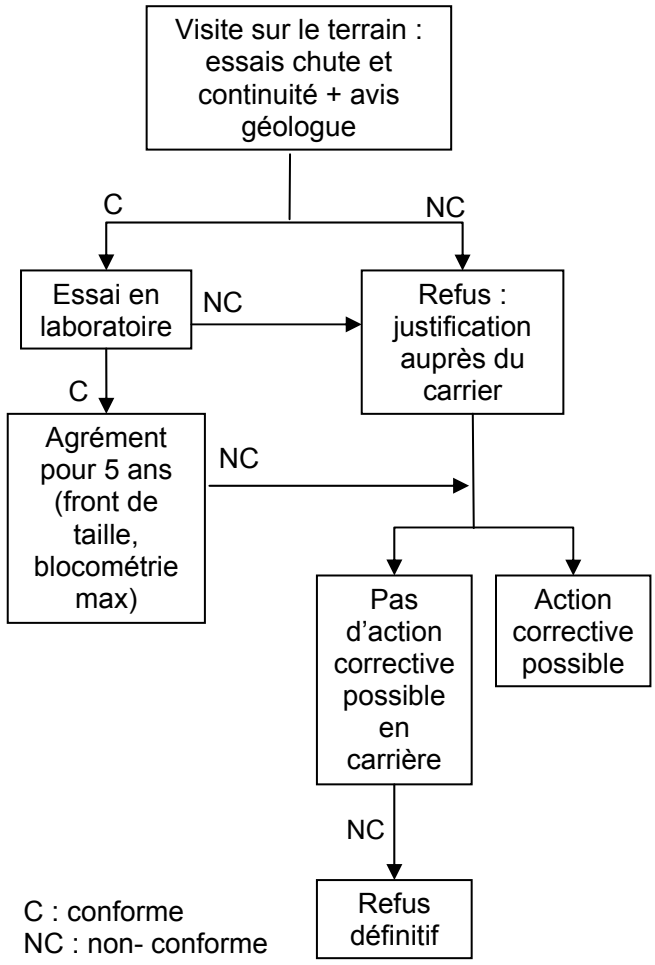


FIGURE 8 : PROTOCOLE D'AGRÉMENT DE CARRIÈRE CNR

Les différences entre l'approche CNR et celle du marquage CE concernent principalement les mesures de l'intégrité et de la gélivité. Ces deux notions sont celles qui selon nous, caractérisent le mieux la durabilité des enrochements. Pour ce qui concerne les essais d'intégrité, l'agrément CNR fixe un seuil de 33% de blocs détruits à l'essai de chute (absence de seuil dans la norme) sur la base d'un échantillon de 30 blocs (50 blocs préconisés dans la norme), et un seuil de 55% de la vitesse théorique pour l'indice de continuité (absence de seuil dans la norme). Pour ce qui concerne la gélivité l'approche CNR retiens une baisse de l'indice de continuité d'au plus 15% après gel tandis que la norme se base sur une perte de masse de l'échantillon, ce qui constitue un critère moins discriminant. Ces seuils CNR ont été fixés sur la base de multiples essais réalisés sur les enrochements mis en place à l'origine des aménagements et pour lesquels on dispose d'un retour d'expérience de plusieurs dizaines d'années en terme de durabilité.

TABLEAU 2: CARACTÉRISTIQUES ESSENTIELLES DE LA NORME ENROCHEMENT ET SEUILS RETENUS PAR CNR

Caractéristiques essentielles de la norme enrochement NFEN13383		**Catégories usuelles, valeurs seuils ou déclarées**	***Seuils retenus par CNR***
Forme	Caractéristiques liées à la fabrication	Lta	*Lta*
Surface cassée		RO5	*RO5*
Granulométrie		CP, Lmb, Hmb	*Fuseau de la norme*
Masse volumique	Caractéristiques intrinsèques	Valeur déclarée	*>2500kg/m3*
Rc fragmentation		Cs déclarée, Cs60, Cs80	*CS60*
Résistance à l'usure		Mde10, 20 ou 30	*Mde30 (20 si besoin)*
Absorption d'eau		Si WaO.5 non gélif	*<15% de perte d'indice de continuité méthode citée dans le fascicule FD P18-662*
Gélivité		Suivant zone climatique, FT NR ou FTa	
Pétrographie / étude géologique			*Avis positif pour usage sur ouvrage hydraulique*
Intégrité		*Méthodes citées dans annexe B NF EN13383-1*	*Chute<33% et Ic>55%*
Chocs thermiques		SB25, SB déclarée ou SBNR	*SB25*

On soulignera que la mesure de l'intégrité, c'est-à-dire la capacité de l'enrochement à ne pas se fracturer, ne peut se réaliser que sur des blocs d'enrochements à l'échelle 1. Il ne s'agit donc pas d'essais de laboratoire tels que ceux pratiqués sur les granulats et à ce titre, ils sont peu connus. La méthode de mesure sonique de l'indice de continuité, non destructive, complétée par l'essai de chute permettent de façon rapide (1/2 journée) de mesurer le niveau de fissuration et/ou d'altération existant dans le lot d'enrochements. Ces essais ont en plus l'avantage de servir de référence et sont les seuls, en cas de doute par exemple sur l'évolution de la qualité du front de taille, à fournir des réponses quasi immédiates.
La caractérisation de la gélivité par perte d'indice de continuité après cycles de gel/dégel, développée par la CNR, permet de mesurer finement l'apparition de fissures non détectables à l'œil et qui indiquent un début de fracturation.

Conclusion

L'agrément de carrière CNR a conduit à sélectionner depuis le milieu des années 90 des fournitures réputées durables pour la protection des aménagements du Rhône. Dans un cercle vertueux, les carrières du secteur Rhodanien ont adhéré à la méthode et ont contribué à encore améliorer la qualité des fournitures au travers de plans de tirs et de processus de tri adaptés spécifiquement à l'enrochement.
Disposant déjà, grâce à l'agrément, de résultats d'essais pour caractériser leurs fournitures, les carriers agréés CNR ont majoritairement adopté la norme NF-EN 13383 et le marquage CE, qui ont permis aux producteurs de disposer d'un cadre règlementaire pour attester du niveau de qualité de leur production.
Deux étapes s'imposent aujourd'hui à la CNR : assurer un retour d'expérience de la pratique de l'agrément sur des durées représentatives (environ 20 ans) et, si les résultats sont concluants, promouvoir ses méthodes afin qu'elles s'insèrent dans le cadre règlementaire et bénéficient à l'ensemble des gestionnaires d'aménagements hydrauliques et de voies fluviales.

Références et bibliographie

[1] A Comtet, E Divet, JL Mathurin, J Perrier 2002 30ème Congrès AIPCN Sydney Thème 4.2 Navigation intérieure entretien des voies d'eau
[2] Perrier J, Mathurin JL, Lacroix H, Grandjean P (2004) Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n°252-253 P77-94
[3] M. Evrard., Guide LCPC (septembre 1989) *Les enrochements*
[4] CIRIA, CUR, CETMEF (2009). *Guide Enrochement.* L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques. Version française du Rock Manual, 1302p, CETMEF, Compiègne, France
[5] Norme NF P 18-556 : Essai sonique sur roche
[6] Norme NF EN 13383 : Norme enrochements
[7] Norme NF EN 1097-1 : Essai micro-deval
[8] Norme NF EN 1926 : Essai de résistance à la fragmentation

Mots-clés

Enrochement, essais, intégrité, durabilité, norme.

Etude expérimentale de la stabilité des carapaces des digues en enrochement en faibles profondeurs d'eau

Experimental study of rubble-mound breakwater armourstone in natural rocks in shallow water

G. Prévot[1], O. Boucher[1], M. Luck[2], M. Benoit[2]

[1] CETMEF, Compiègne, guirec.prevot@developpement-durable.gouv.fr

[2] LNHE, EDF, Chatou, michel.benoit@edf.fr

Résumé

Les digues à talus en enrochement sont généralement dimensionnées à l'aide de formules empiriques faisant intervenir la taille ou la masse des enrochements en fonction des conditions de houle (principalement une houle caractéristique et une période caractéristique), du type et de la densité de l'enrochement, de la pente du talus, d'un niveau de dommage acceptable... En forte profondeur, les formules existantes ont déjà fait leurs preuves (formules d'Hudson et de Van der Meer par exemple). Elles utilisent des paramètres de houle bien définis et accessibles à partir de mesures *in situ* ou de modèles numériques (houle significative $H_{1/3}$ voire même parfois la houle $H_{1/10}$).

En faible profondeur d'eau, et en particulier dans la zone de déferlement (où la plupart des ouvrages de protections maritimes, en particulier côtiers, sont construits) plusieurs phénomènes physiques modifient le comportement de la houle (refration, shoaling et déferlement). Ils modifient ainsi la distribution des hauteurs de houle (la distribution ne suit plus une loi de Rayleigh) et la forme du spectre de houle. En outre, la plupart des modèles numériques actuels pour la propagation des houles en zone côtière (comme SWAN, TOMAWAC...) fournissent en sortie des paramètres spectraux (houle significative spectrale H_{m0}, période de pic T_p, ou encore période énergétique $T_{m-1,0}$). Cela a soulevé la question de l'utilisation des paramètres caractéristiques effectivement pertinents dans les formules de stabilité en faible profondeur. Par conséquent, de nouveaux paramètres de houle tels que $H_{2\%}$ ou $T_{m-1,0}$, souvent beaucoup moins accessibles dans les bases de données ou en sortie de modèles numériques, ont été introduits.

Cette étude a pour but de revisiter et comparer les méthodes utilisées pour pré-dimensionner les blocs de carapaces dans des conditions de faible profondeur et confirmer ou proposer des limitations sur l'applicabilité de ces méthodes sur la base de plusieurs séries d'essais en canal a houle. Cette étude montre que les travaux de Van Gent (2004) sur la faible profondeur fournissent de bons résultats pour le dimensionnement des carapaces des protections maritimes à talus en faible profondeur d'eau.

Abstract

Rubble-mound breakwaters are often pre-designed with empirical formulae allowing the estimation of armour stone size or weight, taking into account the wave conditions (mainly a characteristic wave height and a characteristic period), the type and density of stone or block used, the slope of the mound, the acceptable level of damage, etc. In deep water conditions, the existing formulas are rather well established (e.g. Hudson and Van der Meer formulas among others). They use as input data wave parameters that are well defined (e.g. the significant wave height $H_{1/3}$ or sometimes the height $H_{1/10}$) and easily accessible, from *in situ* measurements or from numerical wave models.

In shallow water however, and in particular in breaking wave conditions (where most of the small breakwaters are built), a number of physical processes (refraction, shoaling and breaking) significantly modify the incoming waves. They also lead to changes in the wave height distribution (which can no longer be regarded as being of Rayleigh-type) and in the shape of the wave spectrum. This, combined with the fact that most of the models used nowadays for nearshore wave propagation are spectral wave models (e.g. SWAN, TOMAWAC, etc.) and thus provide spectral parameters as output (typically the spectral significant wave height Hm0 and the peak period T_p or the mean energetic period $T_{m-1,0}$) has raised the question of which characteristic wave parameter should be used in stability formulas for rubble-mound breakwaters in shallow water. This has led to the consideration of more representative wave parameters such as $H_{2\%}$ or $T_{m-1,0}$ which are sometimes less accessible from existing wave database or numerical modelling studies.

The objective of the present study is to review and compare several available methods to calculate armour stone weight in shallow waters, and to provide some insight into the applicability and limitations of these methods based on a series of wave flume experiments. This study shows that Van Gent formulae (2004) for shallow water are interesting for armourstone design.

Introduction

La conception des carapaces des digues en enrochement est effectuée par l'intermédiaire de formule de « pré-dimensionnement ». Ces formules ont été conçues à l'aide d'essais physiques expérimentaux en raison de la méconnaissance des efforts hydrodynamiques sur les enrochements (d'autant plus quand la houle est déferlée). On les appelle formules de « pré-dimensionnement » car elles permettent au concepteur d'avoir une première idée sur les tailles des enrochements à prévoir. Le pré-dimensionnement est généralement vérifié dans un second temps par la réalisation d'un modèle physique qui permet d'affiner les blocométries à retenir. La première formule a été développée par Hudson dans les années 1950 et reste toujours la plus utilisée malgré son domaine d'application limité. En zone de déferlement, le spectre de la houle est modifié et les actions hydrodynamiques sur la carapace sont complexes. C'est pourquoi plusieurs auteurs se sont intéressés à la stabilité des enrochements dans les zones de faible profondeur.
Cette étude s'inscrit dans un programme de recherches (Programme Biparti EDF/Ministère) motivée par le nombre de digues à talus en faible profondeur d'eau existantes et à entretenir. Ainsi, cette étude a pour but de revisiter et comparer les méthodes utilisées pour pré-dimensionner les blocs de carapaces dans des conditions de faible profondeur et confirmer ou proposer des limitations sur l'applicabilité de ces méthodes sur la base de plusieurs séries d'essais en canal à houle. Environ 250 essais ont été réalisés dans le laboratoire d'hydraulique d'EDF (LNHE) de Chatou (78).

Les formules de pré-dimensionnement

La houle est une oscillation qui n'intéresse que la partie supérieure du fluide. On peut considérer que celle-ci se propage sans déformation tant que la profondeur est grande. A l'approche du rivage ou des ouvrages sa propagation est modifiée par les effets de la bathymétrie. Comme cela a pu être observé en canal à houle (1D), l'amplitude de la houle augmente, les vagues gonflent : c'est le phénomène de shoaling. Ensuite suivi du déferlement, phénomène où l'onde est détruite. Ce dernier est caractérisé par un haut degré de turbulence et une grande dissipation d'énergie. Il s'agit des conditions recherchées pour cette étude.

La faible profondeur [2] [4] [6] [7]
Plusieurs auteurs ont proposé des formules de pré-dimensionnement de blocs de carapaces en tenant compte de cette profondeur d'eau limitée. Certains auteurs traduisent la faible profondeur en comparant directement la hauteur d'eau devant l'ouvrage à la hauteur de la houle :

- si $3H_{s\ en\ pied} > D_p$, l'ouvrage est placé en faible profondeur ;
- si $3\ H_{s\ en\ pied} < D_p$, l'ouvrage est situé en forte profondeur.

Plus récemment, d'autres chercheurs ont établi des critères plus en relation avec la dissipation d'énergie des vagues lors de la propagation, en étudiant le rapport de la houle à l'ouvrage et celle au large :

- lorsque $H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} > 0.9$, l'ouvrage est situé en forte profondeur ;
- lorsque $0.7 > H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} > 0.9$, ce sont des conditions de faible profondeur ;
- lorsque $H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} < 0.7$, ce sont des conditions de très faible profondeur.

Physiquement et pratiquement, la zone où ont lieu le shoaling et le déferlement est la zone de faible profondeur. Le protocole expérimental s'est attaché à se placer dans ces conditions.

Le nombre de stabilité [1] [2]
Ce nombre est très important et très utilisé (commun à l'ensemble des formules), il est le paramètre de dimensionnement. Il donne une relation entre les caractéristiques de l'ouvrage et celles de la houle.

$$N_s = \frac{H_{s\ ouvrage}}{\Delta D_{n50}} \qquad (1)$$

Avec D_{n50}, diamètre nominal médian (dimension du cube médian équivalent) et Δ densité relative déjaugée de la roche

La méthode EDF ou de Feuillet et al. [1] [2] [3] (2)

$$\Delta = \frac{\rho_r}{\rho_\omega} - 1$$

Elle s'appuie sur la formule d'Hudson qui est toujours la plus usitée. La méthode EDF est l'une des premières à avoir pris en compte les phénomènes pouvant se produire en faible profondeur.
La formule d'Hudson peut s'écrire sous la forme :

$$N_s = \left(K_D \cot(\alpha)\right)^{(1/3)} \qquad (3)$$

Avec K_D, un coefficient de stabilité qui dépend de la nature du bloc, de sa pose, du nombre de couches et des dommages admissibles retenus pour le dimensionnement et α angle du talus.
Cette formule est applicable à des digues en enrochements naturels ou artificiels, en forte profondeur, et pour une propagation de la houle sur un fond plat sans déferlement. Cette formule ne tient pas compte de la période, ni de la durée de tempête.
La méthode d'EDF permet d'adapter cette précédente formule à des conditions plus complexes et plus réalistes. Elle fait appel à des abaques pour différentes pentes des fonds devant l'ouvrage (1%, 5%, 10%). En fonction de la cambrure des vagues (gamma, γ), de la profondeur d'eau au pied de l'ouvrage (D_p) et de la houle au large ($H_{1/10large}$), les abaques permettent d'accéder à une valeur fictive Hd, appelée hauteur de dimensionnement. Cette méthode permet de prendre en compte l'influence du shoaling et l'écrêtement de la houle par déferlement.

Les Formules de Van der Meer modifiées par Van Gent pour la faible profondeur [6] [7]

Van der Meer a proposé en 1988 deux équations pour la forte profondeur. Ces équations ont été modifiées par Van Gent *et al.* en 2004 pour les adapter à la faible profondeur. En eau peu profonde, du fait des phénomènes physiques décrits auparavant, la distribution des hauteurs de vagues ne suit plus la distribution de Rayleigh (comme cela est le cas en forte profondeur). Le pic du spectre devient plus fin et asymétrique. D'après les études de Van Gent et ses associés, $H_{2\%}$ et $T_{m-1,0}$ seraient les paramètres hydrauliques pertinents pour dimensionner la carapace en faible profondeur.

Remarque : En forte profondeur, Van der Meer (1988) propose l'utilisation de H_s et T_m.

Pour pré-dimensionner, deux types de déferlements sont distingués sur la digue : un déferlement plongeant et un déferlement gonflant. Le déferlement est quantifié par le paramètre d'Iribarren, ou paramètre de déferlement.

$$\xi = \tan\alpha / \sqrt{(2\pi H_{1/3} / (gT^2))} \quad (4)$$

En faible profondeur, la période utilisée dans le paramètre d'Iribarren est $T_{m-1,0}$. Ainsi, le paramètre est noté $x_{s-1,0}$. Les valeurs obtenues sont comparées au nombre d'Iribarren critique.

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (5)$$

Les valeurs des coefficients c_{pl} et c_s ont pour valeurs respectives 8,4 et 1,3 (6,2 et 1 en faible profondeur)

Ainsi, pour une tempête de durée de N vagues avec un déferlement considéré plongeant ($\xi_{s-1,0} < \xi_{cr}$), Van Gent propose :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \xi_{s-1,0}^{-0.5} \quad (6)$$

et pour un déferlement gonflant ($\xi_{s-1,0} \geq \xi_{cr}$) :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot\alpha}\, \xi_{s-1,0}^{P} \quad (7)$$

Dans cette formule, le dommage est pris en compte par le coefficient S_d. Il dépend de l'aire érodée (A_e) sur le profil de la digue sous l'action de la houle.

$$S_d = \frac{A_e}{(D_{n50}{}^2)} \quad (8)$$

La perméabilité notionnelle (P) au sens de Van der Meer apparaît dans la formule. Dans le cas de notre modèle réduit, constitué d'une carapace en double couches d'enrochement et d'une couche filtre, la perméabilité est fixée à 0,4.

Méthode de Van Gent [7]

Van Gent propose, en 2004, une autre nouvelle formule qui ne tient plus compte de la période. L'influence de la perméabilité n'est plus la perméabilité P au sens de Van der Meer, mais le ratio des diamètres nominaux médians du noyau et de la carapace.

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1{,}75 \sqrt{\cot\alpha} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(1 + \frac{D_{n50noyau}}{D_{n50}} \right)^{(2/3)} \quad 9)$$

Description du modèle expérimental

Modélisation dans le canal à houle [2] [4] [5]

Le modèle physique est installé dans le canal 12 du LNHE à Chatou. Ce canal à houle fait une longueur de 45m pour une section de 0,6x0,8m. (lxh)

Pour les besoins de l'étude, le modèle doit :

- répondre aux exigences des conditions de faible profondeur : une pente de 3% a été construite sur 9m en avant du modèle qui permet le déferlement des vagues avant l'ouvrage.
- atteindre un niveau de dommage de l'ordre de 15 à 20%, dans la plage des conditions hydrauliques qu'il est possible de générer dans le canal.

L'échelle retenue pour le modèle est 1/42ème, en similitude de Froude. La digue expérimentale est haute de 50cm, avec une pente de 3/2 et une largeur à la base de 1.70m

Les matériaux utilisés pour la construction de la digue ont été soigneusement calibrés et les critères de filtre rigoureusement respectés. Les matériaux de carapace sont représentés par des blocs de porphyre calibre 35-90mm dont la masse médiane (M_{50}) vaut 66.7g et de densité 2.8. La couche filtre est réalisée avec du porphyre calibre 15-20mm dont la masse médiane (M_{50}) vaut 5.4g. Le noyau est constitué d'un sable grossier mais dont les fines ont été ôtées.

Afin d'avoir une bonne distribution statistique des hauteurs de vagues, une séquence de 2000 vagues est générée pour chaque essai (ce qui représente des essais durant de 45mn à 1h30 en fonction des périodes choisies, spectre de type JONSWAP). L'amplitude des vagues qu'il est possible de générer dépend de la hauteur d'eau dans le canal et de la période.

Les mesures de niveau sont effectuées grâce à 7 sondes. Les trois sondes placées 7 à 8m avant la pente mesurent l'onde incidente/réfléchie. La sonde 4 placée au début de la remontée des fonds mesure la houle considérée comme au large. Les trois dernières sont placées le long de la pente des fonds jusqu'au pied de l'ouvrage. Après analyse des signaux délivrés par ces sondes, on peut déterminer les paramètres spectraux et statistiques de la houle produite.

Comptabilisation du dommage [1] [2]

La notion de dommage est assez complexe, car il en existe de nombreuses définitions. Les formules citées utilisent chacune une définition différente pour quantifier ce dommage. Pour la suite de l'étude, une seule définition est retenue, celle définie

par le *Shore Protection Manual* (CERC, 1984) [1] où le dommage est caractérisé par le « volume normalisé érodé dans la zone active, depuis [...] la crête jusqu'à $1H_s$ au dessous du niveau de l'eau au repos. » Ce dommage est noté D, et vaut :

$$D = \frac{\text{nombre d'unités déplacées}}{\text{nombre total d'unité dans la zone active}} \qquad (10)$$

Dans les essais, les dommages sont mesurés en dommages cumulés, partant du principe que les dommages survenus à un palier de hauteur de houle H seraient survenus à un palier H+ΔH. Le comptage est réalisé visuellement.
Le protocole est le suivant :

- Réglage du niveau dans le canal (le plus bas en 1er)
- Sélection de la période des vagues (valeur la plus faible)
- Génération des vagues à partir d'une faible amplitude
- Au terme du 1er essai, l'amplitude de la houle est incrémentée pour l'essai suivant (environ tous les 4cm)
- Lorsque les dommages atteignent une quinzaine de %, qu'une vaste zone de la carapace est détruite, ou que la couche inférieure de la carapace est attaquée, les essais sont interrompus. La carapace de la digue est alors entièrement remontée et la séquence prend fin
- Une nouvelle séquence est réalisée pour un niveau plus élevé ou une période plus forte.

Chaque séquence est reprise 5 fois. Cette répétition peut paraître importante. Cependant, le dommage est un paramètre très sensible. On peut mesurer des différences de l'ordre de 30% sur la comptabilisation des dommages. En effet, le dommage dépend énormément de la façon dont l'opérateur reconstruit la digue
Les dommages sont mesurés en fin d'essai. Les blocs sont considérés déplacés si :

- Ils sont éjectés hors de la zone active (D_p-$H_{1/3}$, D_p+2.5 $H_{1/3}$)
- Ils sont déplacés au sein des zones actives de façon qu'ils se superposent au dessus de la deuxième couche de la carapace

Les blocs ne sont pas individuellement différenciés. Si un bloc est déplacé, mais qu'il vient à occuper une lacune laissée par un autre bloc, il n'est pas comptabilisé – considérant qu'il joue toujours son rôle protecteur.

Par exemple, sur la figure 1, on retrouve au pied de la digue un amas de blocs, qui sont sortis de la zone active.
Ils sont comptabilisés dans l'évaluation du dommage.
Le bloc X est aussi considéré comme déplacé. Il n'est pas sorti de la zone active, mais il se retrouve en superposition, c'est à dire en « 3ème couche ».

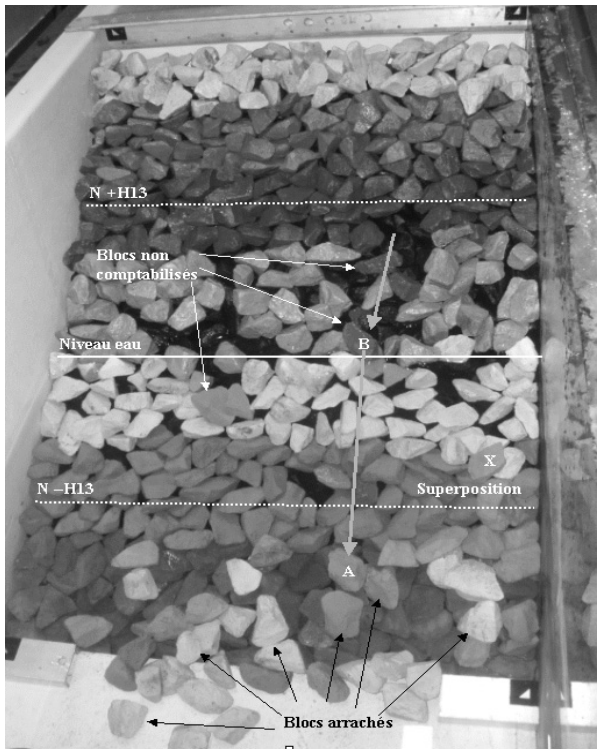


FIGURE 1 : PHOTOGRAPHIE DE LA DIGUE ENDOMMAGEE AVEC EXPLICATION DU COMPTAGE DES DOMMAGES

En revanche, certains blocs qui ont bougé – que l'on identifie facilement grâce à leur couleur différente des blocs voisins – ne sont pas comptabilisés dans l'évaluation du dommage. C'est le cas par exemple du bloc rouge B. Ce bloc est descendu au sein de la carapace, mais il occupe la place laissée vacante par le bloc A qui a quitté la zone active. Cela revient donc finalement à la même chose que si B avait quitté la zone active, sans que A ait bougé. La fonction de protection est assurée de la même manière.

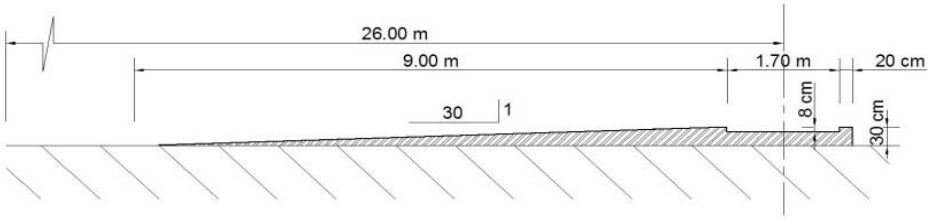


FIGURE 2 : MODÉLISATION DE LA PENTE DES FONDS EN MODÈLE RÉDUIT DANS LE CANAL 12

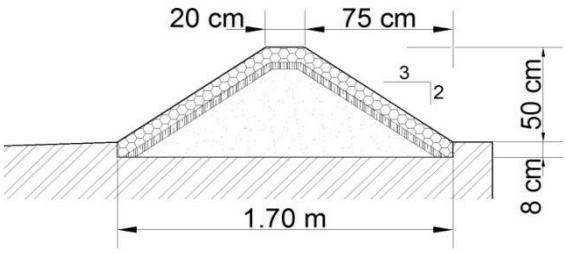


FIGURE 3 : MODÉLISATION DE LA DIGUE EN MODÈLE RÉDUIT DANS LE CANAL 12

Résultats

Validation des conditions de faible profondeur

Des conditions de faible profondeur ont été recherchées. Les deux critères cités auparavant ($0.7 > r=H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} > 0.9$ et $3 > R=D_p/H_{s\ en\ pied}$) permettent de quantifier ces conditions. On observe, dans les figures 4 et 5, que le premier critère n'est pas forcément respecté alors que le second correspond aux objectifs recherchés. Or, dans les zones de faible profondeur, comme spécifié précédemment, le phénomène de shoaling fait gonfler les vagues. Celles-ci voient leur amplitude approcher voire dépasser la hauteur au large (le rapport $H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large}$ peut donc se situer aux environs de l'unité). Le large étant considéré dans les expériences en début de pente. On peut donc considérer à la vue de ces graphiques, que les conditions de faible profondeur sont réunies : selon les conditions de commande, on observe à la fois des hauteurs de houle limitées par le déferlement et des hauteurs de houle amplifiées par le shoaling.

Remarque : Le premier critère ($0.7 > H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} > 0.9$) semble définir la zone de faible profondeur comme la zone où la houle est uniquement écrêtée par le déferlement.

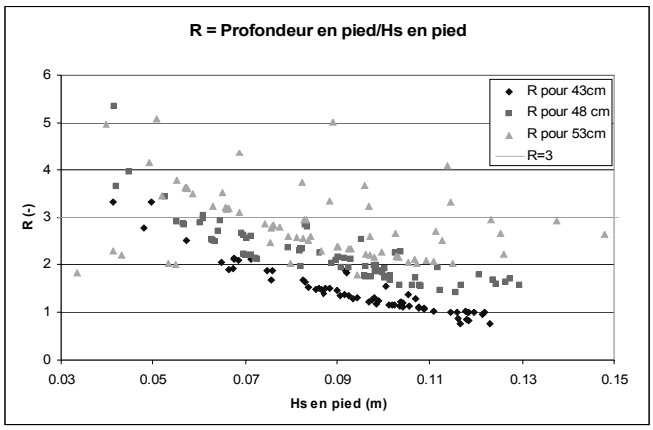


FIGURE 4 : REPRÉSENTATION DES CONDITIONS D'ESSAI EN FONCTION DU CRITÈRE DE FAIBLE PROFONDEUR ET DE LA HAUTEUR DE HOULE SIGNIFICATIVE EN PIED

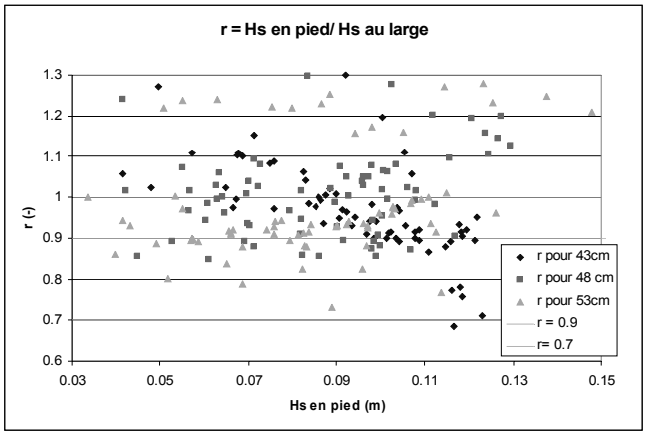


FIGURE 5 : REPRÉSENTATION DES CONDITIONS D'ESSAI EN FONCTION DU CRITÈRE DE FAIBLE PROFONDEUR ET DE LA HAUTEUR DE HOULE SIGNIFICATIVE EN PIED

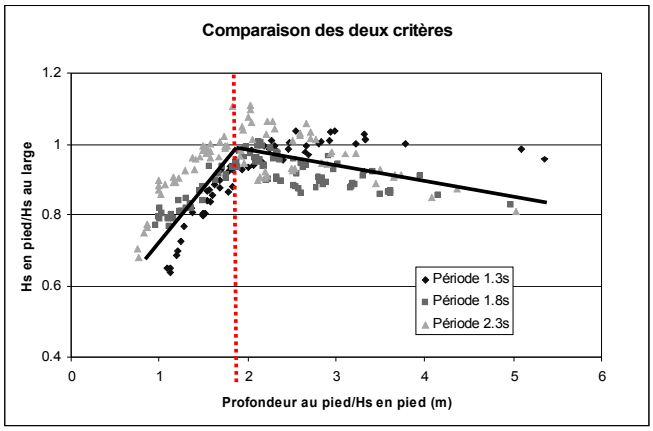


FIGURE 6 : COMPARAISON DES DEUX CRITÈRES : HS EN PIED/HS AU LARGE EN ORDONNÉES ET DP /HS EN PIED EN ABSCISSES

Le critère « r » traduit le taux de déferlement (entre le large et l'ouvrage, en ordonnée) alors que le critère R est la traduction d'un critère géométrique (entre l'amplitude de la houle et la profondeur d'eau, en abscisse). La figure 6 précédente montre donc que l'amplitue décroît ie. le déferlement augmente fortement pour les plus petites profondeurs : pour R environ inférieur 2. Aussi pour des R plus importants et jusque R≈2, on peut remarquer une augmentation de l'amplitude. Cela correspondrait à la phase de shoaling. Cette figure 6 est d'autant plus intéressante que l'abscisse R≈2 correspond à un point particulier pour l'ensemble des houles propagées : à l'amplitude maximum atteinte avant déferlement ie. communément appelé point de déferlement.

Résultats par niveaux et périodes

Tous les résultats des essais (env. 250) sont représentés dans l'annexe à cette publication, classé par niveau d'eau dans le canal et par période. Lors de ces essais, des observations sur le type de déferlement produit sur la pente ont été réalisées. La forme des points précise le déferlement observé.

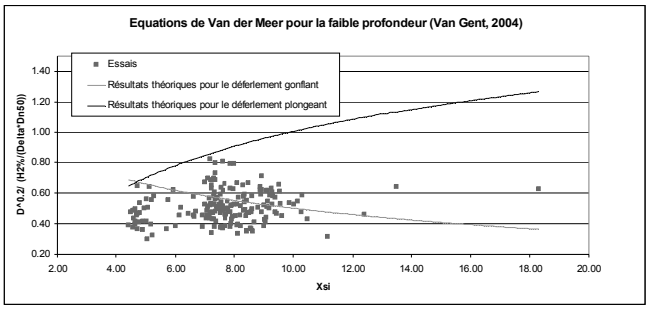


FIGURE 7 : ÉQUATIONS DE VAN DER MEER POUR LA FAIBLE PROFONDEUR (VAN GENT, 2004) (DÉFERLEMENT PLONGEANT ET GONFLANT) EN FONCTION DU PARAMÈTRE DE DÉFERLEMENT ET REPRÉSENTATION DES ESSAIS.

En analysant le type de déferlement produit (avant l'ouvrage, sur la pente), on peut remarquer que plus la période est faible et plus le niveau faible, le déferlement est de type glissant. Pour des niveaux croissants et périodes croissantes une évolution vers les déferlements plongeants puis gonflants est visible.

Les résultats théoriques sont déterminés à l'aide de la valeur de la houle incidente sur l'ouvrage. La formule de Van der Meer adaptée à la faible profondeur correspond relativement bien aux résultats des essais.

La méthode de Feuillet donne aussi de bons résultats pour les niveaux et périodes les plus importants.

La formule de Van Gent (2004) n'est pas la plus pertinente pour l'analyse des essais réalisés. Celle-ci approche les résultats des essais de faibles niveaux d'eaux et de faibles périodes. Cette formule est valable pour des conditions de très faible profondeur $H_{s\ en\ pied}/H_{s\ au\ large} < 0.7$. Ces conditions ont été rarement obtenues.

Résultats toutes conditions

L'analyse des résultats conditions par conditions montre que la formule de Van der Meer adaptée à la faible profondeur présente une bonne corrélation avec les résultats des essais expérimentaux. Il est donc intéressant de comparer cette formule à l'ensemble des essais.

Remarque : le calcul du paramètre de déferlement donne un déferlement plongeant sur l'ouvrage pour tous les essais.

On peut voir sur la figure 7 que le paramètre de déferlement à une influence limité sur le dommage. On remarque aussi que l'ensemble des essais se rapprochent de la courbe de la formule gonflante de Van der Meer pour la faible profondeur (Van Gent 2004). Cela tend donc à confirmer la remarque précédente. Le calcul est donc vérifié par les conditions expérimentales.

Remarque : 97% des essais présentent un paramètre de déferlement supérieur au paramètre de déferlement critique, ayant pour valeur 4,42 et correspondant à l'intersection des deux courbes présentées dans la figure 7.

A la vue du graphique de la figure 8, deux branches semblent se dessiner. L'hypothèse de deux comportements en fonction de conditions de faible profondeur ou de forte profondeur se dégage manifestement.
La figure 8 représente la courbe de la formule de Van der Meer modifié par Van Gent (2004) pour la faible profondeurs. L'ellipse représente la seconde branche qui se dessine.

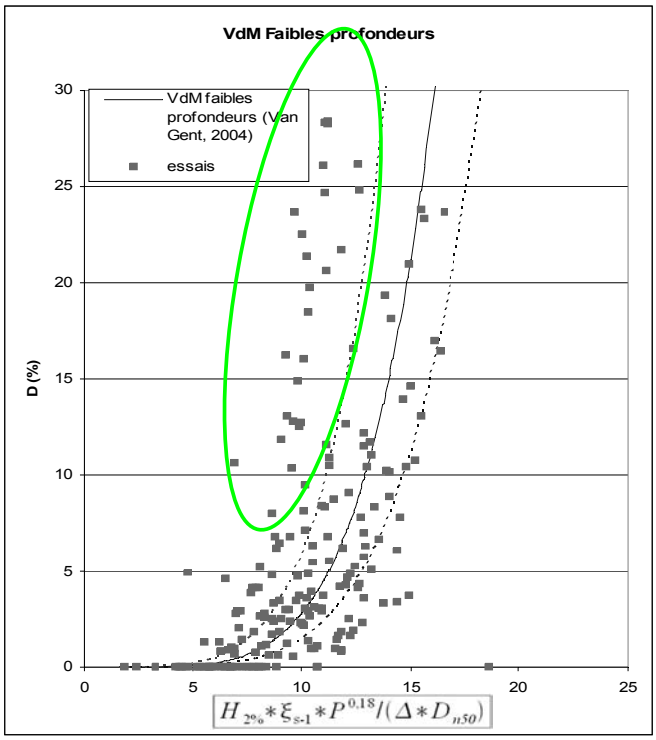
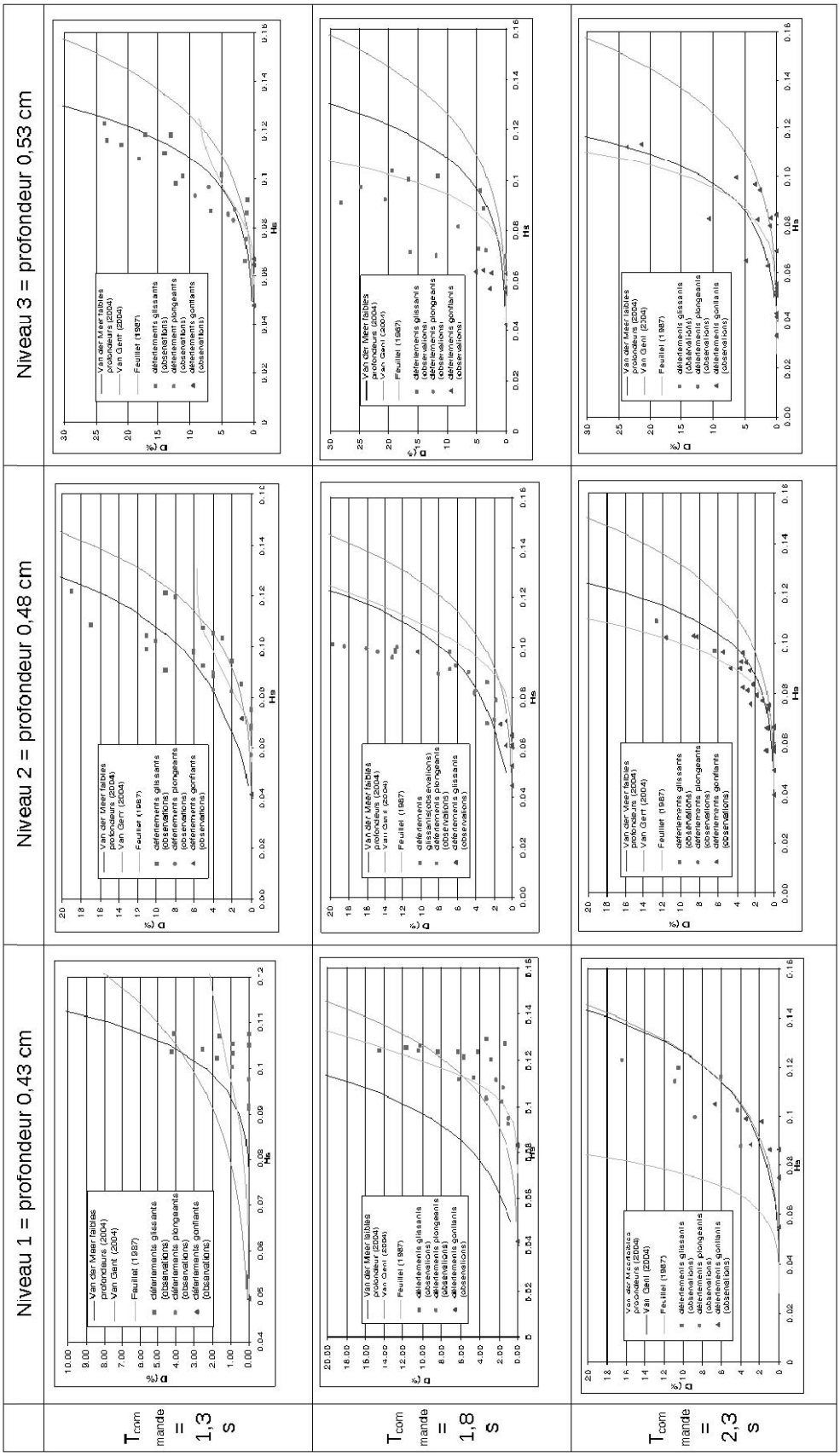


FIGURE 8 : ENSEMBLE DES ESSAIS COMPARÉS À LA FORMULE DE VAN DER MEER MODIFIÉE PAR VAN GENT (2004) POUR LA FAIBLE PROFONDEUR AVEC INTERVALLE DE CONFIANCE À 95% (EN POINTILLÉ)

Le critère 3 H_s *en pied* $>D_p$, est repris pour essayer de distinguer ces deux comportements. Les essais sont donc triés selon ce critère et représentés sur les graphiques correspondants à la formule de Van der Meer (1988) utilisée pour la forte profondeur et de Van der Meer modifiée par Van Gent (2004) pour la faible profondeur (figure 9).

Manifestement, le critère de faible profondeur ne convient pas. Néanmoins, en modifiant, le facteur 3 par un facteur de 1.75, le résultat permet de mettre en avant les deux évolutions de façon concordantes avec les formules théoriques (figure 10)


Niveau 1 = profondeur 0,43 cm
Niveau 2 = profondeur 0,48 cm
Niveau 3 = profondeur 0,53 cm
Tcommande = 1,3 s
Tcommande = 1,8 s
Tcommande = 2,3 s
Van der Meer faibles profondeurs (2004)
Van Gent (2004)
Feuillet (1987)
déferlements glissants (observations)
déferlements plongeants (observations)
déferlements gonflants (observations)
Van der Meer faibles profondeur (2004)
Van Gent (2004)
Van der Meer faibles profondeurs (2004)
Van Gent (2004)
Van der Meer Montabaix profondeurs (2004)
Van Gent (2004)
%) a
Hs

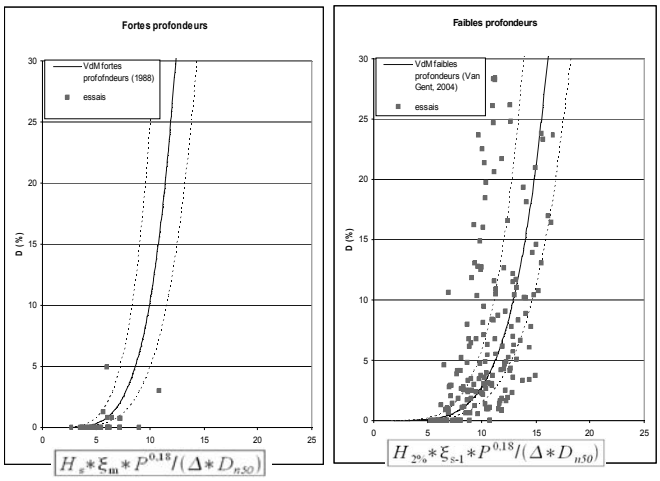


FIGURE 9 : REPRÉSENTATION DES ESSAIS EN FONCTION DU CRITÈRE DE FAIBLE PROFONDEUR (**3** HS EN PIED >DP) AVEC LES COURBES DES FORMULES DE VAN DER MEER POUR LA FAIBLE PROFONDEUR ET FORTE PROFONDEUR ET INTERVALLE DE CONFIANCE À 95% (EN POINTILLÉ)

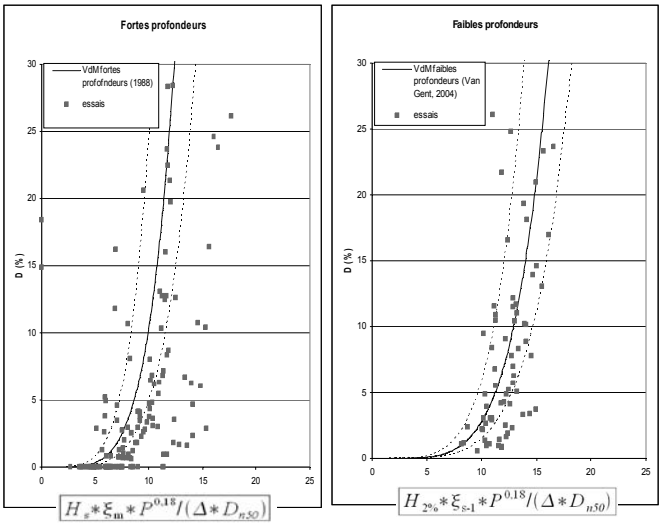


FIGURE 10 : REPRÉSENTATION DES ESSAIS EN FONCTION DU CRITÈRE DE FAIBLE PROFONDEUR (**1,75** HS EN PIED >DP) AVEC LES COURBES DES FORMULES DE VAN DER MEER POUR LA FAIBLE PROFONDEUR ET FORTE PROFONDEUR INTERVALLE DE CONFIANCE A 95% (EN POINTILLÉ)

Conclusion

Des conditions de houles en faible profondeur ont été recherchées et simulées. Elles recréent plusieurs comportements typiques de la houle à l'approche d'un ouvrage et/ou littoral : le shoaling (ou augmentation de l'amplitude de la houle) et le déferlement. Les essais réalisés dans le canal 12 du LNHE ont permis de balayer un large domaine dans ces conditions. Près de 250 essais ont été réalisés pour trois niveaux d'eau, trois périodes, et plusieurs amplitudes de houles. Lors de ces essais, le dommage sur la carapace de la digue en modèle réduit a été comptabilisé et les types de déferlements avant l'ouvrage observés.

Les résultats des essais ont été comparés aux dommages prédits par les formules et méthodes de pré-dimensionnement existantes pour des conditions de faible profondeur. D'après nos essais, la meilleure méthode de pré-dimensionnement est celle de Van der Meer modifiée par Van Gent (2004) pour la faible profondeur. De plus, suite aux essais, le critère de séparation entre forte et faible profondeur ($3H_{s\ en\ pied} > D_p$) a été modifié en proposant un facteur de 1,75 au lieu de 3. Le nouveau critère de faible profondeur proposé est donc 1,75 $H_{s\ en\ pied} > D_p$, Ce résultat est à rapprocher des conditions observées dans le canal. En effet, des conditions de houles déferlées avant l'ouvrage pour des conditions de faibles profondeurs s'approchant de ce rapport R=1,75 (et a fortiori pour des valeurs plus faibles) sont obtenues. On peut donc conclure, que la formule de Van der Meer modifiée par Van Gent en 2004 pour la faible profondeur est adaptée pour des conditions de houles déferlées. Il faut malgré tout rester prudent sur le critère proposé (R<3). En vue d'un dimensionnement, il est serait plus judicieux de vérifier que les houles de projet sont effectivement déferlées pour pouvoir appliquer la formule plutôt que de se baser sur l'étude du critère. En effet, l'utilisation du critère géométrique $D_p / H_{s\ en\ pied} < 3$ peut s'avérer inadéquat en fonction des conditions du site comme le montrent les essais réalisés.

Cette étude fait l'objet d'un rapport qui répertorie l'ensemble des caractéristiques des essais, les méthodes employées et les interprétations. Dans ce contexte de faible profondeur (rapport $H_{s\ en\ pied} / D_p$ important), les butées de pieds des ouvrages sont soumises à des sollicitations importantes. Certes des formules existent mais ont montré leurs limites dans nos essais (celle-ci a été construite finalement à l'aide d'une souille et d'une planche de bois pour s'affranchir des problèmes de stabilité de la butée). Une étude expérimentale sur cet organe essentiel des digues pourrait apporter des résultats intéressants.

Remerciements

Remerciements à Céline Trmal (CETE Méditerranée) qui a initié le sujet à l'occasion d'un travail de fin d'étude sur la faisabilité de l'étude.

Remerciements à François Ropert (REPORTEX) pour son regard critique sur cette étude.

Références

[1] CERC, Shore protection manual (SPM) 4th edition, Coastal Engineering Research Center, Vicksburg, 1984

[2] Ciria, Cur, Cetmef, Guide Enrochement. L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques. French version of the Rock Manual. CETMEF, Compiègne, 2009, 1303 pages

[3] Feuillet J, Coeffe Y, Bernier J, Chaloin B, Le dimensionnement des digues à talus. France : Éditions Eyrolles, « *Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France* »,Vol. 64, 1987. 172 pages.

[4] Goda Y, Random Seas of Maritime Structures. Japon, Coll. « *University of Tokyo Press* », 1985. 323 pages.

[5] Hughes A.S, Physical models and laboratary techniques in coastal engineering. Singapour : World Scientific, coll. « *Advanced Series on Ocean Enginnering* », Vol.67, 1993. 568 pages.

[6] Van der Meer J, Rock Slopes and Gravel Beach under Wave Attack, thèse, Grafischeverzoging Waterlookpkundig Laboratorium, 1988, 162 pages

[7] Van Gent M.J, Smale A, Kuiper C, Stability of rock slopes with shallow foreshores. *Proc.4th international coastal structure conference*, Portland, ASCE, Reston, 2003

Notations

A_e : Surface érodée
c_{pl} : Coefficient de Van der Meer pour une vague plongeante
c_s : Coefficient de Van der Meer pour une vague gonflante
D : Dommage (%)
D_{n50} : Diamètre nominal médian
D_p : Profondeur au pied de l'ouvrage
g : Accélération de la pesanteur
$H_{1/3}$: Hauteur moyenne du fractile 1/3 des plus grandes vagues
$H_{1/10}$: Hauteur moyenne du fractile 1/10 des plus grandes vagues
$H_{2\%}$: Hauteur dépassée par 2% des plus grandes vagues
H_s : Hauteur significative de la houle équivaut à H1/3
H_d : Hauteur de houle dimensionnante dans la méthode d'EDF
K_d : Coefficient de stabilité
m : Angle de la pente des fonds devant l'ouvrage
N : Durée de la tempête, en nombre de vagues
Ns : Nombre de stabilité
P : Perméabilité notionnelle au sens de Van der Meer
S_d : Coefficient de dommage adimensionnel
T_m : Période moyenne
$T_{m-1,0}$: Période énergétique
α : Angle de la pente de l'ouvrage
ξ : Nombre d'Iribarren ou paramètre de déferlement
ξ_{cr} : Nombre d'Iribarren critique
$\xi_{s-1,0}$: Nombre d'Iribarren calculé à partir de la période énergétique et de la hauteur de houle significative d'un enregistrement
Δ : Densité relative déjaugée
ρ_r : Masse volumique d'un bloc d'enrochement
ρ_ω : Masse volumique de l'eau
γ : Cambrure de la houle

Mots clés

Faibles profondeurs – Enrochement – Stabilité – Digue à talus

Détection électrique de racines vivantes : modélisation et expérimentation sur le terrain

Electrical detection of live root: modeling and field tesing

Caroline Zanetti[1a3], Isabelle Renault[1a], Michel Vennetier[1b], Patrice Mériaux[1a], Sérgio Palma Lopes[2] , Benjamin Mary[1]

[1] Irstea, 3275 route de Cézanne, Aix-en-Provence
[1a] UR Ouvrages hydrauliques et Hydrologie, patrice.meriaux@irstea.fr
[1b] UR Ecosystèmes Méditerranéens et Risques, michel.vennetier@irstea.fr

[2] IFSTTAR, Centre de Nantes, sergio.lopes@ifsttar.fr

3 ArbEauSolutions, Entreprise spécialisée en conseil de gestion de la végétation sur ouvrages hydrauliques
c.zanetti@arbeausolutions.fr

Résumé

Ces recherches s'inscrivent dans le cadre de l'étude de l'enracinement des arbres dans les ouvrages hydrauliques. Un des objectifs est l'identification d'une méthode non destructive pour la détection des racines, celles-ci induisant un risque dans les ouvrages en remblai, et notamment des digues.
La méthode électrique de « mise-à-la-masse » a été utilisée dans le cadre de ces essais. Elle consiste à injecter directement le courant dans le végétal pour tenter de détecter des racines dans le sol et localiser les plus grosses. Cette technique a été très peu développée jusqu'à présent dans l'étude des racines.
L'appareil utilisé (6470 - Chauvin Arnoux) mesure la résistivité apparente. Une électrode d'injection a été implantée à la base du tronc, et l'électrode de mesure M a été déplacée le long de cercles centrés sur l'arbre et de diamètres croissants jusqu'à 8m.
Cette expérience a été réalisée sur 4 jeunes sujets de peuplier en pot et 3 peupliers matures implantés sur sol naturel.
L'interpolation des mesures ponctuelles a permis d'obtenir une carte de la résistivité dans un cercle de 8 m de diamètre.
Au cours de la calibration du protocole, les variations lors de mesures répétées temporellement sur un point fixe se sont avérées très faibles (0,2 à 1,1 Ω.m) par rapport aux variations spatiales (5 à 20 Ω.m), qui peuvent donc être interprétées.
Le déterrage des systèmes racinaires a montré, parfaitement sur un exemple et moins nettement sur le second, que la position des grosses racines superficielles (moins de 15 cm de profondeur et au moins 5 cm de diamètre au départ de la souche) correspondait spatialement aux variations révélées par la carte d'isovaleurs de résistivité.
Ces recherches exploratoires, bien que conduites sur un très petit échantillon, sont néanmoins prometteuses et vont être poursuivies dans le cadre d'une thèse.

Abstract

This research is part of a study on tree root systems impact on dikes and dams. The objective is to identify a non-destructive method to detect dangerous roots in earth dikes. The "mise-à-la-masse" method is tested with a resistivity-meter (6470 - Chauvin Arnoux. Current is injected directly in the tree to detect root presence in the soil. This protocol is not well documented in roots studies until now. An electrode is used to inject current in tree trunk and another one is moved along concentric circles of increasing diameters. Interpolation of resistivity measures gives a resistivity map within a radius of 8 m.
This experimentation has been realised on 4 young poplar trees in jar and on 3 adult poplar trees rooted in a natural soil.
Repeated measures on the same points during protocol calibration showed very few variations (between 0,2 and 1,1 Ω.m) compared to spatial variations around the trees (5 to 20 Ω.m),.
After root excavation, the spatial distribution of shallow big and long roots (less than 15 cm in depth and more than 5 cm of proximal diameter) matched the variations illustrated on the resistivity map.
This research shows very promising results and will be continue during a PhD study.

Introduction

L'enracinement des arbres entraîne des risques pour les ouvrages hydrauliques en terre [1]-[3].

Le développement des systèmes racinaires ligneux dans les digues génère des risques de dégradation et d'érosion liés à l'action des racines vivantes et au phénomène de décomposition du bois.

Les arbres déracinés par l'effet du vent peuvent générés des dégâts visibles importants, tandis que les racines décomposées, laissent des galeries non perceptibles au sein des remblais [1].

Les travaux de recherches menés entre 2007 et 2010, ont mis en évidence que certaines espèces végétales étaient plus dangereuses que d'autres du fait de leur spécificités morphologiques. Les robiniers, les saules et notamment les peupliers développent des racines de diamètre et longueur très importants. Ce sont également des espèces ayant un bois présentant une faible résistance à la dégradation. Le peuplier, pionnier et robuste, est l'essence la plus présente sur les ouvrages hydrauliques.Afin de connaitre la distribution exacte des racines dans le sol, les protocoles appliqués à ce jour, notamment par Irstea [4], prévoient de déterrer et d'extraire mécaniquement les systèmes racinaires, ce qui constitue une méthode destructive pour le végétal et pour l'ouvrage qu'il faut ensuite réparer.

Il parait donc essentiel de développer une technique non destructive permettant de détecter et localiser les racines potentiellement dangereuses dans une digue ou un barrage en remblai.

En 2010,des premiers essais exploratoires en laboratoire de détection par méthode électrique d'échantillons de racines enfouis dans des bacs de matériau [4] ont permis d'identifier les conditions optimales pour la réalisation de mesures sur le terrain. Le peuplier s'est montré plus conducteur que d'autres espèces testées (Robinier, chêne, frêne) et les matériaux non conducteurs (sables et graves) sont les plus propices à la détection des racines car ils offrent un fort contraste de résistivité [4]. En conclusion de ces essais, l'utilisation de méthodes électriques semblait donc prometteuse pour la détection non-destructive des racines [5]-[7].

La prospection électrique mesure en plusieurs points de la surface, entre différentes électrodes, la différence de potentiel due à l'injection d'un courant continu dans le sol [8]. Le but de cette méthode est de calculer la résistivité apparente des terrains sous-jacents en voyant comment le flux de courant change suivant les milieux. La mise-à-la-masse est une méthode que l'on peut considérer comme un cas particulier des mesures de potentiel [9]. Dans ce cas l'électrode d'injection est remplacée par un objet conducteur dans lequel on injecte le courant. L'ensemble de l'objet joue alors plus ou moins le rôle d'électrode, toute sa surface se mettant sensiblement au même potentiel, lorsque l'objet en question est très conducteur. Cette méthode a été déployée lors d'expérimentations récentes pour comprendre les modalités de propagation du courant au sein du végétal et pour apprécier, en situation réelle, sa capacité à repérer depuis la surface les racines des arbres en place [10].

Matériel et Méthodes

Modélisation

Il s'agit d'un modèle 3D. Nous avons choisi de modéliser une racine de conductivité élevée et un sol résistant sous Comsol Multiphysics. Le milieu a pour taille 100x100x50 m et a une résistivité de 1000 Ohm.m. La racine est modélisée par une section de 0,2x0,2 m, le tronc est affleurant et la racine est horizontale à 0,3m de profondeur et « infiniment » longue. Les électrodes sont en surface : A sur la partie émergente de la racine, B à l'infini, N également mais pas dans la même direction et M est mobile en cartographie autour de A (tous les 45°, AM = 0,1 à 50 m - Figure 1).

Ce logiciel nous donnant des valeurs de potentiel, nous avons multiplié les résultats par un facteur géométrique pour obtenir des résistivités apparentes comparables à celles que nous mesurerons sur le terrain.

Les rayons sur lesquels nous avons des données étant peu nombreux, nous avons tracé les résistivités apparentes pour chaque rayon en fonction de la distance AM puis fait une cartographie.

Expérimentation sur de jeunes peupliers s'étant développés en pot

Avant de débuter les expérimentations sur des arbres en place, nous nous sommes intéressés à de jeunes peupliers ayant grandi en pot afin de déterminer si le courant emprunte un chemin préférentiel dans le végétal.

Après avoir déterré les systèmes racinaires des jeunes arbres, les mesures ont été effectuées à l'aide d'un contrôleur de terre et de résistivité : le Chauvin Arnoux C.A. 6472 (puissance allant de 0.001 W à 100 kW et fréquence de 41 Hz à 5 kHz). Pour relier l'appareil à l'arbre, nous avons utilisé deux fils conducteurs branchés sur des pinces crocodiles. Chacune de ces dernières était ensuite reliée à une aiguille fine de 4 cm de longueur.

Quatre jeunes peupliers (5 à 6 cm de diamètre au collet) ayant grandi en pot ont été déterrés.

L'appareil était réglé de telle sorte qu'il effectuait des mesures de résistance et d'intensité entre deux points sous une tension continue (U=16V, 55 Hz). Tout au long des mesures, les arbres étaient posés sur un sol isolant.

A était plantée au niveau du collet (base du tronc), puis nous avons mesuré la résistance à une distance de 15 cm sur toutes

les racines de l'arbre et ceci pour les 4 arbres. Ainsi, la distance AB restait constante ainsi que le diamètre en A.

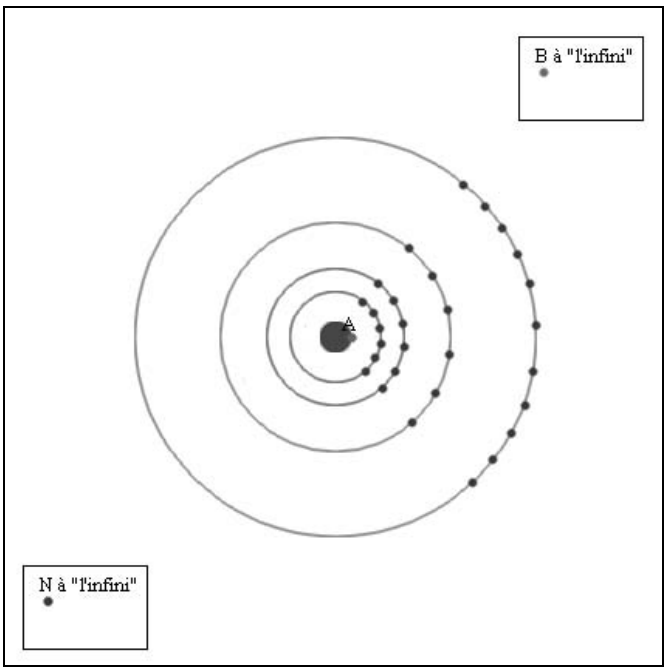


FIGURE 1 : DISPOSITION DES QUATRE ÉLECTRODES DE MESURES. LES POINTS ROUGES CORRESPONDENT AUX DIFFÉRENTES POSITIONS DU POINT M.

Expérimentation sur des peupliers matures implantés sur terrain naturel

Trois peupliers sur pied ont été utilisés (diamètre au collet entre 20 et 25 cm).

Le même appareil, soit le résistivimètre Chauvin-Arnoux, a servi pour ces expériences. Nous disposions également de 3 tiges métalliques et d'un clou servant d'électrode, et de bobines de fil conducteur de 50 mètres.

Les mesures ont été effectuées à la surface du sol (10 à 15 cm de profondeur).

Dans un premier temps, la configuration pôle-pôle a été choisie. Ainsi B et N sont à l'infini (30 à 50 m en pratique), A dans la racine et seule M est déplacée le long de cercles centrés en A. L'appareil a calculé la résistivité apparente dans la configuration de Wenner. La tension est de 32 V et la fréquence choisie pour toutes les expérimentations est de 55 Hz.

Les mesures ont été effectuées sur deux zones de 90°, soit en tout 180°. Les arcs de cercle étaient séparés de 10° et pour chacun d'eux des mesures ont été effectuées pour les distances AM suivantes : 0.5 m, 1 m, 1.5 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, 6 m, 7 m, 8 m, 9 m. Les données ont été ensuite utilisées pour obtenir des cartes d'isovaleurs.

La fréquence de 55 Hz est restée identique pour les deux types d'essais (en pot et sur site). Le voltage a été augmenté afin de tenir compte du changement d'échelle (distance inter-électrodes sur le terrain et distance inter électrode sur les arbres en pot).

Résultats

Modélisation

Nous avons réalisé un modèle très simplifié sous Comsol Multiphysics avec un sol résistant contenant une racine proche de la surface (10 cm de profondeur- Figure 2).

Les résistivités apparentes ont été calculées uniquement sur cinq rayons et une carte d'isovaleurs a été réalisée (Figure 3).

Une cartographie a été tracée et elle présente des cercles d'isovaleurs de resistivité apparente qui s'étirent dans la direction de la racine.

La modélisation montre qu'il semble possible de détecter et repérer des racines par la méthode de mise-à-la-masse. Néanmoins, il convient de noter que le modèle a été conçu avec une situation idéale avec une racine très conductrice dans un sol homogène plus résistant.

Expérimentation sur les jeunes peupliers s'étant développés en pot

Sur les racines lignifiées, le courant se déplace sous l'écorce, dans la partie qui correspond à l'aubier (zone du transport de la sève).

Cependant, le courant n'a pas de chemin préférentiel dans l'arbre : il se dirige dans toutes les racines et également dans le tronc. Ces résultats invalident notre hypothèse qui était que l'injection au niveau du départ d'une racine aurait éclairé la racine en particulier, or, le courant se diffuse dans tout le végétal et perd de l'intensité avec la distance et le diamètre des racines.

La valeur de la résistance dépend du diamètre des racines : à distances égales, plus le diamètre est grand, moins la résistance est importante. En effet, il semblerait que la résistance soit beaucoup plus grande dans une racine secondaire lorsque celle-ci est moins épaisse que dans la racine principale.

Nous avons fait une analyse statistique à partir de ces données et nous avons réussi à relier la résistance au diamètre de B dans les racines avec une $R^2 = 0{,}93$ (Figure 4).

Ces résultats sont intéressants cependant ces formules ne sont probablement pas transposables à tous les arbres et même à tous les peupliers.

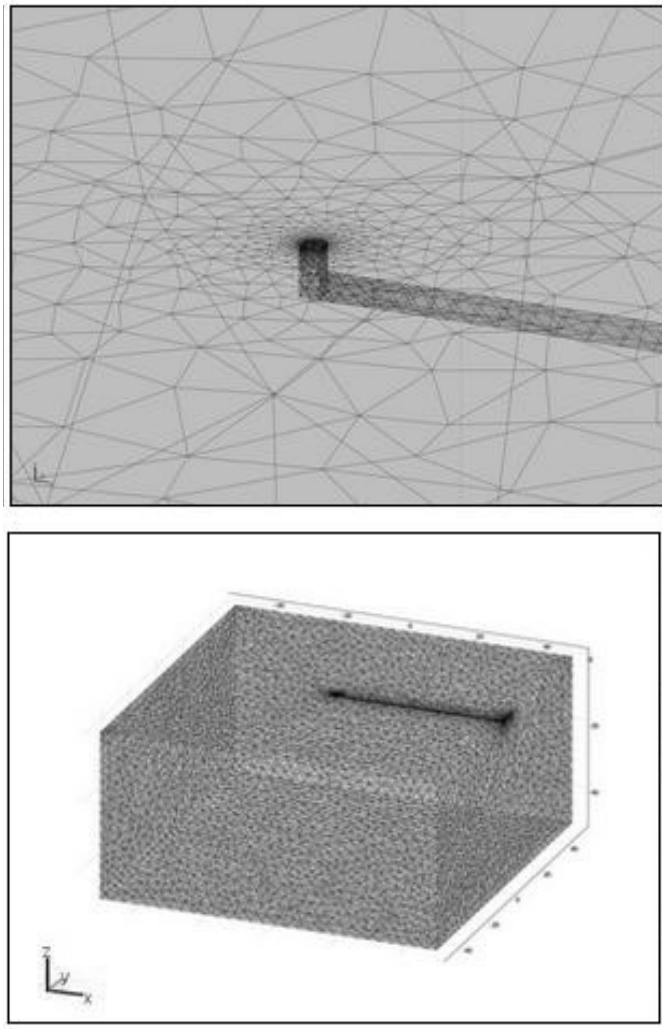


FIGURE 2 : MAILLAGE MODÉLISÉ : SOL AVEC UNE RACINE PROCHE DE LA SURFACE

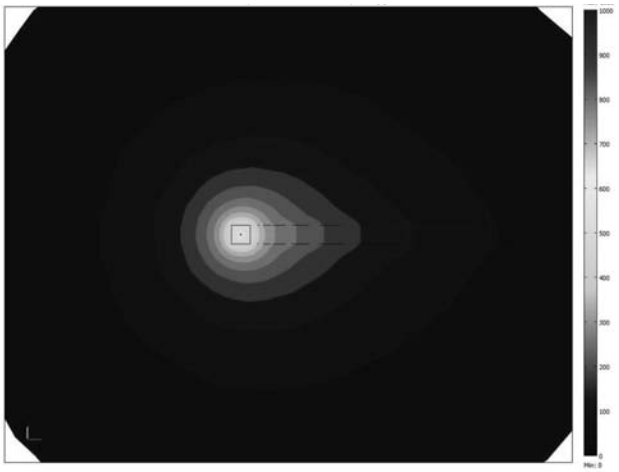


FIGURE 3 : CARTOGRAPHIE RÉSULTANT DE LA MODÉLISATION

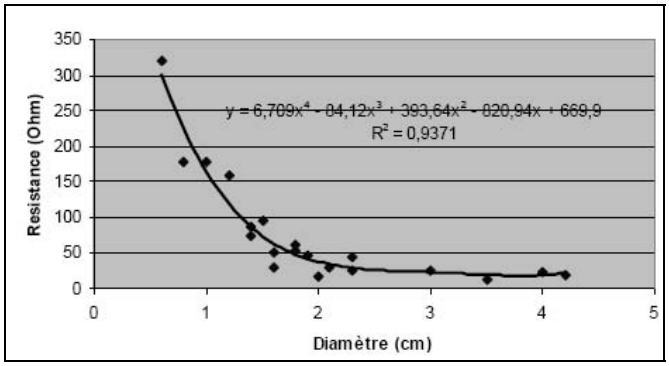


FIGURE 4 : RÉSISTANCE EN FONCTION DU DIAMÈTRE (À 15 CM DE DISTANCE DE LA BASE DU TRONC).

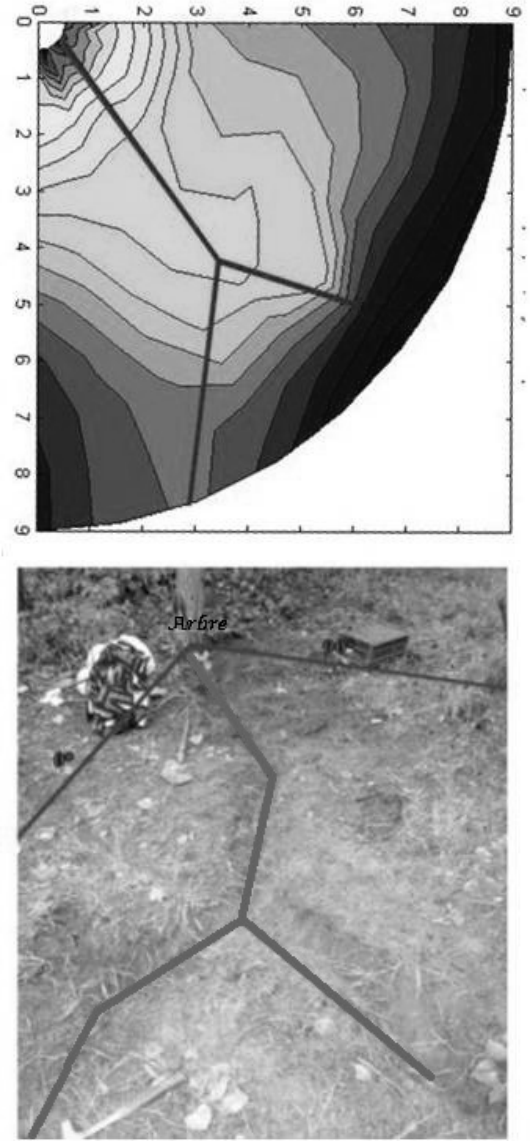


FIGURE 5 : CARTOGRAPHIE OBTENUE PAR MESURES DE RÉSISTIVITÉ ET PHOTO ILLUSTRANT LA RÉALITÉ

Expérimentation sur des peupliers matures implantés sur terrain naturel

La déformation des lignes sur la carte d'isovaleurs (Figure 5) montre une anomalie de résistivité qui pourrait correspondre à une racine principale (zone d'expansion de la couleur vert clair). Celle-ci se prolonge dans deux directions se séparant à 2 ou 3 m de l'arbre.

Nous avons creusé le sol près de l'arbre dans la direction correspondant à l'anomalie et sommes immédiatement tombés (à 10 cm de profondeur) sur une racine dont le diamètre initial était de 8 cm et de 6 cm à 2 m du tronc. Cette racine présentait une fourche à 2 m de l'arbre comme le laissait supposer la carte.

Pour valider ce résultat, il nous a fallu creuser sur toute la zone cartographiée afin de vérifier qu'il n'y avait pas d'autres racines qui n'auraient pas été détectées. A part quelques petites racines au pied de l'arbre, de quelques millimètres de diamètre et de quelques centimètres de long, qui seraient à l'origine de la zone rouge autour de l'arbre, de forte résistivité apparente, il n'y avait pas d'autre grosse racine. Sur le Figure 5, sur la cartographie les traits correspondent aux zones où nous avions pensé qu'il pourrait y avoir une racine et sur la photo, il s'agit du trajet de la racine de 8 cm de diamètre au départ.

Sur l'exemple présenté ici, cette technique a permis d'obtenir une anomalie nette de résistivité, qui s'avère plus élevée lorsqu'on se trouve à proximité d'une grosse racine. Il semble ainsi possible de déterminer la direction des racines de structure (diamètre supérieur à 5 cm), mais il est difficile de prédire leur dimension précise, en diamètre et en longueur. Les essais sur les deux autres sujets ont donné des résultats similaires, quoique moins nets.

Conclusion et perspectives

La première constatation importante de notre étude est le fait que le courant n'a pas de chemin préférentiel dans l'arbre : il se dirige dans toutes les racines et également dans le tronc.

Les expérimentations sur les petits arbres nous ont également montré que la résistance entre deux électrodes piquées dans le peuplier dépend de la distance entre ces deux électrodes et du diamètre des racines ou du tronc aux endroits où sont implantées les électrodes. Le courant passe mieux dans les racines de gros diamètre.

Ces expériences nous ont également permis de constater que l'ancrage de l'électrode influençait grandement les résultats et qu'il était nécessaire de mettre au point une technique afin de planter l'électrode (aiguille ou clou) toujours de la même façon.

Trois expériences exploratoires menées sur des peupliers en place nous ont donné des résultats intéressants : la méthode de la mise à la masse est donc une piste prometteuse à exploiter pour déterminer de façon non destructive le tracé des plus grosses racines des arbres jusqu'à une profondeur restant à préciser.

Les prochains tests chercheront à confirmer ces premiers résultats encourageants et à observer les variations de réponse de la résistivité en fonction des espèces végétales, de la taille des racines, des différents types de sol et de leur taux d'humidité, ainsi que de la profondeur de la mesure en fonction des paramètres d'injection. Des études paramétriques étudiant l'influence de la profondeur de la racine, du contraste de résistivité, du degré de saturation du sol doivent être réalisées.

Une thèse vient de démarrer (B. Mary), sous la direction d'Irstea, du Cerege et de l'IFSTTAR, sur le développement de techniques géophysiques non destructives pour la détection des racines ligneuses dans les sols Des essais seront réalisés en conditions réelles sur des arbres devant être retirés des digues ou barrages.

Remerciements

Les auteurs remercient la Fédération de recherche ECCOREV qui a soutenu les travaux expérimentaux du présent article et assuré une partie du financement du stage d'Isabelle Renault en Master 2 à l'EOST de Strasbourg.

Références

[1] Zanetti C. (2010) *Caractérisation du développement des systèmes racinaires ligneux dans les digues*, Thèse de doctorat, Université de Provence – IRSTEA Aix en Provence, 197p.

[2] Mériaux P, Vennetier M, Aigouy S, Hoonakker M and Zylberblat M (2006) *Diagnostic et gestion de la végétation sur les digues et barrages en remblai.* Commission Internationale des Grands Barrages 22° Congrès des Grands Barrages: pp. 1-19.

[3] Vennetier M, Chandioux O, Ripert C and Mériaux P (2004) *Diagnostic et gestion de la végétation sur ou dans l'environnement des digues.* Cemagref, Aix en Provence. pp 1-18.

[4] Zanetti C., Weller A., Venneteir M., Meriaux P. (2011) Detection of buried tree root samples by using geoelectrical measurements: a laboratory experiment. Plant and Soil 339, pp. 273–283

[5] Amato, M., B. Basso, et al. (2008). *In situ detection of tree root distribution and biomass by multi-electrode resistivity imaging*. Tree Physiology 28(10): 1441-1448.

[6] Dalton, F. N. (1995). *In-situ root extent measurements by electrical capacitance methods*. Plant and Soil 173(1): 157-165.

[7] Hagrey, S. A. and T. Petersen (2011). *Numerical and experimental mapping of small root zones using optimized surface and borehole resistivity tomography*. Geophysics 76(2): G25-G35

[8] Chapellier, D. (2000) *Cours de géophysique : la prospection électrique de surface*. Université de Lausanne

[9] Osiensky J. L. (1997). *Ground water modeling of mise-a-la-masse delineation of contaminated ground water plumes*. Journal of Hydrology 197(1-4). pp. 146-165.

[10] Renault I. (2012). *Détection électrique de racines vivantes : expérimentation sur le terrain.* Rapport de stage de fin d'étude d'Ingénieur de l'Ecole et Observatoire de Sciences de la Terre de l'Université de Strasbourg – IRSTEA, Aix-en-Provence, 68p

Mots-Clés

Détection, racines vivantes, méthode électrique non-destructive, modélisation, expérimentation.

Recommandations ERINOH (volume 2) : méthodologie de diagnostic de l'érosion interne dans les digues en remblai

ERINOH Guidelines (volume 2): internal erosion diagnosis methodology applied to embankment dikes

D. François[1], P. Mériaux[2], J. Monnet[3]

[1] EDF R&D, Chatou, daniel.francois@edf.fr
[2] Irstea, Unité Ouvrages hydrauliques, Aix en Provence, patrice.meriaux@irstea.fr
[3] L3SR, Grenoble, jacques.monnet@ujf-grenoble.fr

Résumé

Le thème *Recommandations* du Projet National ERINOH (ERosion INterne dans les Ouvrages Hydrauliques) avait pour objectif de produire trois guides permettant de capitaliser les connaissances acquises pendant ces recherches. Le présent guide propose des recommandations sur l'emploi des méthodes de reconnaissance et de surveillance des digues et suggère une méthodologie de diagnostic de l'érosion interne pour ces ouvrages à long linéaire. Le guide est composé de trois parties.

La première partie, corps de texte principal de ce guide, est structurée en cinq chapitres.

Le chapitre 1 introduit le guide. Il cerne le contexte et les enjeux de la maintenance des ouvrages hydrauliques en remblai, notamment des digues, rappelle les exigences de la réglementation de 2007 et précise le contour et les objectifs du guide ainsi que le public visé.

Le chapitre 2 propose une description succincte des ouvrages hydrauliques en remblai préférentiellement visés par le guide. Les lois d'érosion interne sont aussi rappelées dans ce chapitre.

Le chapitre 3 aborde une description des propriétés des matériaux constituant les digues et leur fondation et rappelle succinctement les procédés de classification des sols. Les relations entre les propriétés physiques des sols et les grandeurs géophysiques mesurées sont aussi données dans ce chapitre.

Le chapitre 4 propose un inventaire des méthodes de reconnaissance et de surveillance capables de détecter les anomalies dues aux fuites et précise les avantages, inconvénients et les limites d'emploi. Dans ce chapitre, nous illustrons quelques nouveaux développements qui vont permettre d'améliorer la robustesse des méthodes de détection.

Le chapitre 5 développe une méthodologie de reconnaissance et de diagnostic des digues vis-à-vis du risque d'érosion interne. Des critères d'érosion sont exploités pour mener au diagnostic.

La seconde partie du guide rassemble des fiches techniques descriptives des méthodes de reconnaissance géophysique et géotechnique.

La troisième partie résume, sous la forme de fiches synthétiques, les essais sur sites réalisés pendant le programme ANR ERINOH.

La présente communication propose un résumé de la première partie de ce guide, en insistant sur les méthodes d'investigation et sur les avancées méthodologiques apportées par les travaux de recherche dont il est le produit.

Abstract

The aim of *Recommendations* theme of ERINOH's French project was to provide three guidelines which gather and capitalize the knowledge gained during these studies. This guide suggests recommendations on reconnaissance and surveillance methods used on dikes and proposes a diagnosis methodology to detect internal erosion on long linear structures. The guide is composed of three parts.

The first part is the main text and contains five chapters.

Chapter 1 defines the context and stakes of maintenance of earthen dikes, reminds the French 2007 safety regulation demand, clarifies the perimeter and the objectives of the guide and indicates the public preferentially concerned by the guide.

Chapter 2 suggests a short description of hydraulic structures (earthen dikes and embankments) preferentially concerned by this guide, e.g. levees and dikes. Internal erosion laws are also reminded in this chapter.

Chapter 3 gives a description of material's properties of dikes and their foundation and quickly reminds soil's classifications methods. Relationships between physical properties of materials and geophysical measurements are also given in this chapter.

Chapter 4 provides an inventory of surveillance and reconnaissance methods able to detect anomalies related to leakage or seepage, gives theirs advantages, disadvantages and limits. In this charter, we also present some new developments which will permit to improve robustness of methods or obtain some quantitative hydraulic data.
Chapter 5 defines and develops an efficient diagnosis methodology for assessment of the internal erosion risk on dikes. Some erosion criteria are used to lead to the diagnosis.
The second part of the guide gathers technical sheets on geophysical and geotechnical methods commonly used on dikes.
The third part gathers technical sheets which synthesize on-site investigations realized during ERINOH's program.
This communication proposes a summary of the first part of the guide, emphasizing on investigation methods and on technologic advances provided by ERINOH' Projects.

Introduction

Contexte et enjeux
La France compte plus de 16000 km de digues tous types d'usages confondus (digues de protection contre les inondations, digues de voies navigables, d'aménagements hydroélectriques, digues maritimes, etc..). L'ensemble de ces ouvrages à grand linéaire, bien que majoritairement en remblai, sont, du point de vue de leur construction et de leur sollicitation, différents et ne relèvent pas tous de la même classification vis-à-vis du décret de décembre 2007 sur la sécurité des ouvrages hydrauliques.

Contour du document, objectif et public visé
Ce guide a pour objectif de rassembler les connaissances acquises dans le cadre du projet ERINOH et de proposer une méthodologie allant jusqu'au diagnostic de l'érosion interne des ouvrages hydrauliques en remblai. Il constitue un état de l'art actuel dans ce domaine et s'appuie sur des travaux antérieurs (PN CRITERRE) et sur de contributions extérieures à ERINOH (EWG ICOLD). Les ouvrages préférentiellement visés par le guide sont les digues à charge transitoire et les digues à charge permanente. Par extension, certaines recommandations ou méthodologies formulées dans ce guide pourront être appliquées, avec discernement, à d'autres ouvrages hydrauliques en remblai.

Le mécanisme étudié dans ce guide est l'érosion interne et les méthodes mises en œuvre pour parvenir à la caractériser sont les examens visuels, les mesures d'auscultation (cas des digues à charge permanente), les méthodes de reconnaissance géophysique et géotechnique.

Le public visé par ce guide est le personnel technique relevant de la maîtrise d'ouvrage des digues chargé de la maintenance des ouvrages et les maîtres d'œuvre chargés de la mise en place d'un programme de reconnaissance ou de la conception d'un confortement.

Typologie des ouvrages hydrauliques en remblai, érosion interne et pathologies liées à l'érosion interne

Typologies d'ouvrages
La fonction première de tout ouvrage hydraulique - digue ou barrage - est de retenir de l'eau : pour la stocker (barrage), la canaliser (digue de canal) ou l'empêcher d'envahir une zone inondable (digue de protection contre les inondations). Il existe plus d'une dizaine de typologies ou conceptions d'ouvrages hydrauliques en remblai : digue homogène, digue zonée perméable, digue à noyau étanche, digue à masque, digue à parement protégé, digue confortée, etc. Pour les digues à charge permanente, les typologies ont été classées suivant la conception de leur zonage par Fell et al., [1].

Erosion interne
Les quatre principaux mécanismes d'érosion interne sont l'érosion de conduit, l'érosion régressive, l'érosion de contact et la suffusion. Les phases du processus d'érosion interne sont l'initiation, la continuation (absence de filtration), la progression et la formation d'une brèche. Foster et Fell [2] proposent quatre modèles de développement de rupture d'ouvrage par érosion interne suivant ce processus.

Pathologies liées à l'érosion interne
L'érosion interne est l'un des mécanismes de dégradation ou de vieillissement des ouvrages hydrauliques pouvant conduire à leur rupture plus ou moins soudaine. Nous identifions cinq principaux scénarios ou configurations favorables à l'amorce d'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques :

- une géométrie inadaptée ou modifiée (soit par un phénomène naturel ou bien une action anthropique) ;
- la présence d'hétérogénéités perméables dans le remblai et / ou dans sa fondation ;
- des interfaces « sols – structures maçonnées » non ou mal maitrisées ;
- des conditions hydrogéologiques particulières ;
- la présence de conduites sous pression détériorées.

Le retour d'expérience montre que ces scénarios entraînent des dégradations telles que l'apparition de fontis, des « sand-boils » (ou volcans de sable), la formation de conduits (par pourrissement de racines), l'apparition d'une fuite (due au creusement de terriers d'animaux fouisseurs) qui peuvent conduire à la formation d'une brèche inopinée dans la digue.

Propriétés des matériaux des corps de digues, fondations, hydrogéologie et érosion interne

Propriétés des matériaux

Le sol est un matériau poly-phasique constitué de grains, d'eau et d'air. Les caractéristiques physiques de base des matériaux constitutifs des corps de digue et leur fondation sont les masses volumiques des différents constituants du sol (grains, eau, air, volume unité de sol), l'indice des vides, la porosité, la teneur en eau et le degré de saturation. La connaissance de ces propriétés va permettre d'identifier et classer les sols, de paramétrer les modèles d'érosion et, dans certains cas, de localiser les zones d'érosion potentielle. La connaissance de la structure des sols est aussi un paramètre déterminant pour leur classification suivant la granulométrie, l'indice de plasticité, la teneur en argile. Pour les ouvrages en remblais, différentes classifications de sols ont été proposées. Nous avons retenu dans le guide deux classifications de sols en fonction de leur granulométrie : la classification GTR (Guides des Terrassements Routiers) pour les sols à gros grains (NF P11-300) et la classification américaine USCS (Unified Soil Classification System) pour les sols fins (ASTM D2487). Le graphique de Casagrande permet de classer les sols fins selon leur indice de plasticité [3].

L'eau dans le sol et les critères d'érosion

L'écoulement de l'eau dans le sol est fonction de la gravité, de la tension superficielle, de la pression osmotique due à la présence de sel dans le sol, du phénomène de succion (différence de pression entre la pression de l'air et la pression de l'eau interstitielle dans la zone non saturée). Dans le cas d'un écoulement libre dans un aquifère, on distingue une partie de l'aquifère saturé en eau (*zone saturée*) et une partie pour laquelle le taux de saturation est inférieur à 100%, c'est la *zone non saturée*, qui se situe au dessus de la zone saturée. La zone de transition entre la zone saturée et la zone non saturée est appelée *frange capillaire*. Dans la zone où l'eau est présente, une partie de l'eau reste liée à la surface des grains, c'est l'*eau adsorbée*. L'eau qui peut circuler librement entre les grains est dite *eau absorbée*.

Un certain nombre de travaux relatifs à la caractérisation et la classification des sols vis-à-vis de leur érodabilité ont été entrepris dans un passé récent. Parmi eux, citons ceux de Wan et Fell (2004) [4] puis Bonelli (2006) [5] qui ont fourni, aux travers d'expérimentations, des relations permettant d'interpréter les essais d'érosion de trou (Hole Erosion Test). Ces relations définissent un temps critique qui caractérise le passage de l'état d'initiation à celui de la progression de l'érosion interne. D'autres travaux, issus du Projet National ERINOH ont été récemment entrepris. Pour plus ample information sur l'état de l'art des essais d'érosion étudiés dans ce projet, le lecteur pourra se reporter au guide ERINOH *« Méthodes d'essais et d'interprétation - normalisation ».*

L'érosion des sols a aussi été étudiée selon deux autres critères : d'une part la granulométrie du sol et d'autre part le gradient hydraulique. Ces critères ont été validés par des essais de laboratoire, mais leur application sur site reste encore à démontrer. Du point de vue de la granulométrie, le critère de Kenney et Lau [6] semble le plus robuste alors que du point de vue du gradient hydraulique, le critère de Monnet [7] donne de bons résultats.

Relations entre propriétés des sols et mesures géophysiques

La géophysique a pour objet de déterminer les propriétés de la structure interne du milieu étudié – ici un ouvrage hydraulique – à partir de mesures d'une ou de plusieurs propriétés physiques de ce milieu. L'éventail des mesures possibles est limité par plusieurs conditions : i) la, ou les, propriété(s) physique(s) doi(ven)t présenter une variabilité suffisante en relation avec les paramètres ou les variables d'état recherchés, ii) les mesures doivent être rapides et légères pour pouvoir donner lieu à une réalisation sur le terrain qui soit techniquement et économiquement viable, iii) elles ne doivent pas modifier le milieu.

Pour la détection d'une anomalie pouvant provoquer de l'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques, les propriétés qui répondent à cet ensemble de conditions sont peu nombreuses. Il s'agit des propriétés électriques (résistivité et permittivité diélectrique), de la vitesse de propagation des ondes de compression, de cisaillement et des ondes de surface, de propriétés thermiques et de la densité. Parmi ces propriétés, la porosité, la saturation en eau de l'espace poral et la granularité jouent un rôle très important. Dans cette partie, nous décrivons et illustrons, en nous appuyant principalement sur la littérature, quelques uns des matériaux constituant les sols en examinant la relation entre leurs propriétés physiques et les propriétés de détection des méthodes géophysiques. Ainsi, on peut définir des règles simples qui permettent d'établir une relation entre les anomalies affectant certaines propriétés du sol et une grandeur mesurable par méthodes géophysiques, par exemple : un vide, une cavité ou une augmentation de perméabilité (variation de la densité du sol) et la vitesse de propagation d'ondes sismiques.

Relations entre propriétés des sols et mesures géotechniques

Les reconnaissances géotechniques ont pour objet de déterminer la stratigraphie ainsi que les caractéristiques physiques, hydrauliques et mécaniques des sols constitutifs des digues ou de leur fondation à partir, soit d'essais sur échantillons au laboratoire de mécaniques des sols, soit de mesures in-situ par des essais appropriés. Les mesures géotechniques permettent de décrire et de mesurer ou déterminer les paramètres d'identification du sol (porosité, indice des vides, densité, etc..), la perméabilité, les paramètres de déformabilité (indice de compression et de

gonflement, module pressiométrique, ..), les paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne, pression limite pressiométrique, résistance de cône..) et les paramètres d'érosion.
Il est rare de disposer, sur un même site, de tous ces paramètres en un nombre suffisant de points pour que l'ensemble du massif de sol soit couvert. En effet, pour des raisons économiques, le nombre de sondages sur site est le plus souvent optimisé. On dispose alors que des valeurs de certains paramètres en certains points et d'autres paramètres en d'autres points. Usuellement, l'ingénieur géotechnicien tire alors le meilleur parti possible de ces informations éparses et son travail consiste à établir une coupe géotechnique représentative du site étudié. Le projet ERINOH a permis la mise au point des méthodes automatiques et précises de construction de profils géotechniques à partir de la méthode des clusters (Monnet et al [8]).

Méthodes de reconnaissance et de surveillance

Généralités
Les méthodes de surveillance regroupent les méthodes de surveillance programmée (réglementaire), les méthodes de surveillance renforcée (mises en place suite à la découverte d'une anomalie) et les méthodes de surveillance préventive (mises en place pour un ouvrage considéré à risque). Les méthodes de reconnaissance regroupent les méthodes télévisuelles déportées, les méthodes géophysiques et géotechniques. Elles sont le plus généralement déployées lorsqu'un gestionnaire souhaite obtenir un diagnostic approfondi de son ouvrage. Ces travaux peuvent requérir des compétences et matériels disponibles dans des structures externes au gestionnaire d'ouvrages (e.g. bureaux d'études). Ils s'inscrivent alors dans le cadre d'une consultation et nécessitent la rédaction d'un cahier des charges.
Il y a quelques différences dans les modes d'application et d'exploitation des méthodes de reconnaissance et de surveillance suivant le type d'ouvrage : digue en charge permanente ou temporaire. Cette problématique est abordée au chapitre traitant de la méthodologie de diagnostic de l'érosion interne.

Rôle des moyens d'investigation
Les méthodes de surveillance programmée comprennent les examens visuels et, essentiellement pour les digues à charge permanente, les mesures d'auscultation. Le rôle de l'examen visuel est de permettre le relevé des anomalies de toutes natures (dégradations, tassements, végétations localisées et inhabituelles, suintements, fuites, etc..) observées le long d'un ouvrage, en crête et en talus amont et aval. L'auscultation a pour objectif de suivre et analyser le comportement hydraulique et mécanique de l'ouvrage hydraulique. Le système d'auscultation est adapté à chaque ouvrage. Le suivi du comportement hydraulique de l'ouvrage est assuré par des piézomètres et des outils de jaugeage de débits de fuite (capacités calibrées, déversoirs). Pour le suivi du comportement mécanique, l'auscultation comprendra des mesures de nivellement, de tassement, de déformation, et de déplacement.
Les méthodes de surveillance renforcée – mises en œuvre lors de la découverte d'une situation correspondant à un comportement anormal de l'ouvrage – sont les mêmes que celles précédemment citées mais pour lesquelles la périodicité est rapprochée. Certaines mesures de reconnaissance peuvent aussi être préconisées par les experts de l'ingénierie du maître d'ouvrage pour compléter l'analyse et le diagnostic.
La surveillance préventive sera mise en place en cas d'ouvrage identifié comme potentiellement à risque. Elle fait intervenir des méthodes et dispositifs de mesures automatisés et placés à demeure pour un suivi sur une longue période de temps. La fibre optique (thermométrie et déformation) fait partie des méthodes de surveillance préventive.

Les méthodes géophysiques permettent l'investigation du sol en sub-surface ou en profondeur de façon non intrusive, mais les grandeurs mesurées seront intégrantes et le plus souvent indirectes vis-à-vis de l'érosion interne. Dans la plupart des cas, l'emploi de plusieurs méthodes géophysiques – sensibles à des grandeurs distinctes – est nécessaire pour conforter un pré-diagnostic. Les méthodes géotechniques sont, quant à elles, localement destructives et fournissent des grandeurs caractéristiques (mécaniques, hydrauliques,..) locales. Ces méthodes géotechniques peuvent en outre permettre de vérifier très localement les données délivrées par les méthodes géophysiques. Par recoupement avec l'ensemble des données disponibles – dont celles de l'étude documentaire préalable – un diagnostic approfondi pourra être prononcé. Un classement des méthodes de géophysiques et géotechniques suivant leur mode d'application (reconnaissance ou surveillance) est proposé dans le guide.

Qualité, incertitude de mesure et fiabilité des résultats
Quelle que soit la mesure que l'on réalise, la question de la qualité de cette mesure peut se révéler essentielle car de cette qualité va dépendre l'exactitude des grandeurs calculées. Or, en métrologie, toute mesure est entachée d'une erreur et le calcul d'incertitude a pour objectif d'estimer cette erreur de mesure afin d'y attribuer un intervalle de confiance. Le panel des mesures caractéristiques des méthodes dénombrées précédemment est assez vaste et le niveau d'incertitude attendu n'est pas le même suivant qu'il s'agit des méthodes d'observation, d'auscultation ou de reconnaissance géophysique ou géotechnique. Par exemple, il existe des recommandations pour les mesures d'auscultation et des normes pour la mise en œuvre de certaines reconnaissances géophysiques et pour la plupart des reconnaissances géotechniques. Concernant les mesures de terrain, nous

pouvons citer quatre principales sources d'incertitudes que l'opérateur doit maîtriser :

- la qualité métrologique de l'instrumentation ;
- la répétabilité et la reproductibilité des mesures sur site ;
- la représentativité de la mesure dans son contexte de terrain ;
- l'influence du facteur humain.

Pour limiter les sources d'incertitude, l'opérateur devra respecter les recommandations du constructeur des matériels de mesures et faire réaliser périodiquement les étalonnages ou calibrations. La répétabilité et la reproductibilité des mesures relèveront d'une part de l'existence de protocoles d'essai et d'autre part de l'expérience de l'opérateur. Le facteur humain est également maîtrisable grâce à l'application d'un protocole d'essai. Il est donc recommandé d'un établir un. Pour le calcul d'incertitude, il est rare de le voir appliquer lors de reconnaissances géophysiques, par exemple. Deux raisons principales à cela : le manque de données pour réaliser un « vrai » calcul d'incertitude selon la norme en vigueur (AFNOR NF ENV 13005) et l'absence de formalisation dans les cahiers des charges des donneurs d'ordre.

Du point de vue de la fiabilité des résultats, la problématique concerne essentiellement les méthodes géophysiques qui, pour certaines, font appel à des algorithmes d'inversion des données. Dans ce domaine, on est souvent en face d'un problème mal posé et sous déterminé, ce qui conduit à un manque d'unicité de la solution. L'interprétation des résultats est donc, dans certains cas, à mener avec précaution. Il faudra, autant que faire ce peut, s'appuyer sur la complémentarité des méthodes pour renforcer l'interprétation (voir le § « *Complémentarité des méthodes* »), notamment par la réalisation de sondages géotechniques permettant de caler ou vérifier localement les mesures géophysiques.

Capacité et pertinence des moyens d'investigation

Les principes physiques sur lesquels reposent les méthodes de reconnaissance et de surveillance et le retour d'expérience acquis sur le déploiement et l'exploitation de ces méthodes sur sites – notamment lors du projet ANR ERINOH – permettent d'établir un classement de la sensibilité des méthodes vis-à-vis des principaux phénomènes à détecter. *In fine*, on précise dans le guide les limites d'emploi de ces méthodes en fonction de la nature de l'ouvrage, de la pathologie recherchée et de la présence éventuelle de biais liés à l'environnement. Cette analyse a conduit à constater qu'aucune des méthodes n'est capable, à elle seule, de diagnostiquer directement (détecter et quantifier) l'érosion interne.

Pour résumer, l'adéquation des méthodes de reconnaissance géophysique par type d'anomalies internes détectables (hétérogénéités, structures enfouies, fuites, érosion interne) est proposée dans le guide. Un exercice similaire est effectué pour les méthodes géotechniques. Le caractère intrusif de ces dernières les rend pertinentes pour caractériser directement une ou des propriétés du sol en place ou au laboratoire.

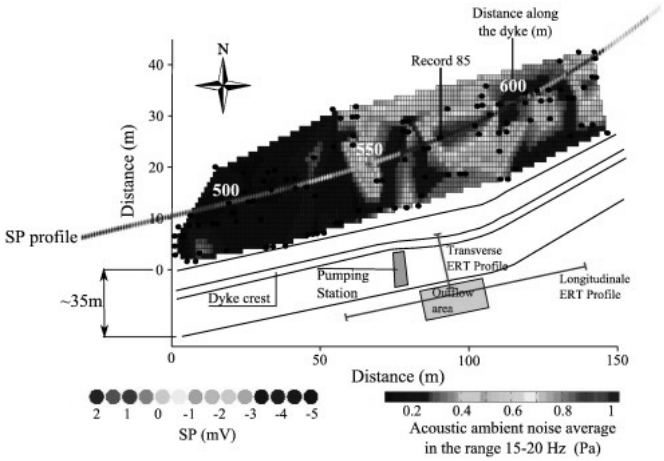


FIGURE 1: CARTOGRAPHIE PRÉSENTANT UNE ZONE MAJEURE DE BRUIT AUTOUR DE L'ENREGISTREMENT ACOUSTIQUE (RECORD 85) EN LIEN AVEC UNE ZONE D'ANOMALIE DE POTENTIEL SPONTANÉ (BOLÈVE, 2012 [9])

Complémentarité des méthodes

Comme évoqué précédemment, l'emploi d'une seule méthode de reconnaissance ou de surveillance pour interpréter et diagnostiquer une anomalie se révèle en général insuffisant. Il faut donc s'appuyer sur davantage de données et croiser les méthodes qui, bien choisies, seront sensibles à des propriétés physiques ou paramètres d'état (température, état de saturation) différents et complémentaires. C'est d'ailleurs ce que l'on fait dans les différents programmes de surveillance notamment.

La surveillance programmée combine des examens visuels (donc de surface) avec des mesures d'auscultation (de surface et interne). Les outils mis en œuvre sont à la fois simples et qualitatifs pour les examens visuels et instrumentés et quantitatifs pour les mesures d'auscultation.

La surveillance renforcée combine les méthodes de surveillance programmée avec certaines méthodes de reconnaissance définies par l'expert du gestionnaire au moment du passage de la surveillance programmée à la surveillance renforcée. La surveillance préventive peut être réalisée à l'aide de fibres optiques de mesures réparties de température (fuite) et de déformation.

Quant aux programmes de reconnaissance pour le diagnostic, il est d'usage de déployer différentes méthodes telles que la tomographie de résistivité électrique (détection à grand rendement et détection localisée), le potentiel spontané (détection de zones d'infiltration), les mesures acoustiques (localisation de fuites en canal ou réservoir), etc. Comme on

le voit, la décision de mise en œuvre de ces méthodes dépend grandement du type d'ouvrage. Elle se fait donc au cas par cas. La Figure 1 illustre un exemple de complémentarité des méthodes géophysiques (potentiel spontané et mesures acoustiques) mises en œuvre lors de la recherche de fuite dans un réservoir. La cartographie de bruit ambiant révèle, à l'endroit indiqué « Record 85 », une zone majeure de bruit où une anomalie de potentiel spontané (SP) est localisée.

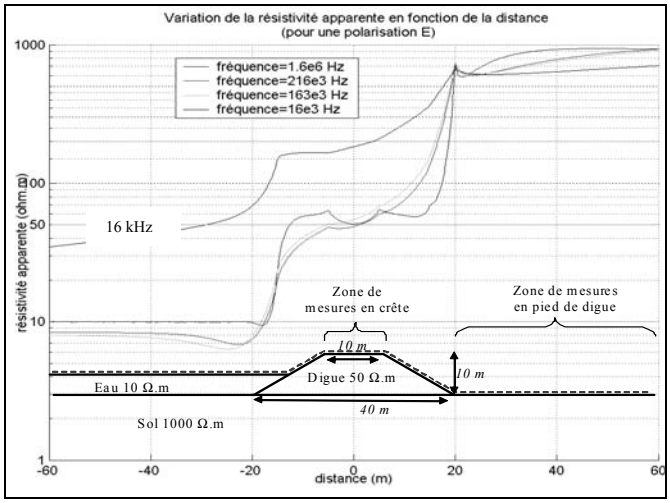


FIGURE 2: ILLUSTRATION DE L'EFFET DE LA TOPOGRAPHIE D'UNE DIGUE SUR LES MESURES ÉLECTROMAGNÉTIQUES BASSE FRÉQUENCE : PROJET ANR ERINOH (LRPC ROUEN)

Facteurs de biais et effets indésirables

Parmi les facteurs de biais pouvant affecter les reconnaissances géophysiques sur des ouvrages hydrauliques comme les digues en remblai, on peut citer : la topographie 3D des ouvrages, la présence d'éléments conducteurs dans les sols (e.g. palplanches, conduites métalliques..), les sources de bruits électriques, électromagnétiques (lignes électriques HT), acoustiques, mécaniques (vibrations), etc. L'importance de ces facteurs de biais peut, pour certains, être évaluée à l'aide de la modélisation numérique. La Figure 2 montre que les changements de pente (topographie) induisent des anomalies sur la résistivité apparente. Dans le cas simple représenté par une digue de géométrie symétrique, une reconnaissance rectiligne (perpendiculaire au plan du graphe), en crête de digue et équidistante des bords de la digue permet – hors fréquence 16 kHz – d'éliminer cet effet topographique.

Dans le cas présenté ici, la modélisation permet d'une part d'illustrer le facteur de biais (la topographie) et d'en tirer des conséquences sur le protocole expérimental à mettre en place pour les mesures de terrain et d'autre part d'éviter un choix de fréquence inapproprié.

Méthodes et dispositifs en cours de développement

Plusieurs études réalisées au cours et dans le cadre du projet ERINOH ont permis de développer et/ou améliorer des méthodes de reconnaissance.

En particulier, Bolève [10] propose un algorithme d'inversion 2D en potentiel spontané qui permet d'accéder à la vitesse de fuite au travers d'un remblai. La Figure 3 donne un résultat d'inversion 2D de données de terrain. La vitesse de fuite est estimée à partir de la densité de courant de convection fournie par le code d'inversion et d'une propriété physique du terrain en place mesurée par un essai géotechnique.

Un essai au Perméafor réalisé lors des mesures de potentiel spontané montre une augmentation de la perméabilité de la digue à une profondeur (70-71 m) qui correspond à la forte densité du courant de convection. Cet essai de perméabilité permet donc de conforter le résultat fourni par le code d'inversion.

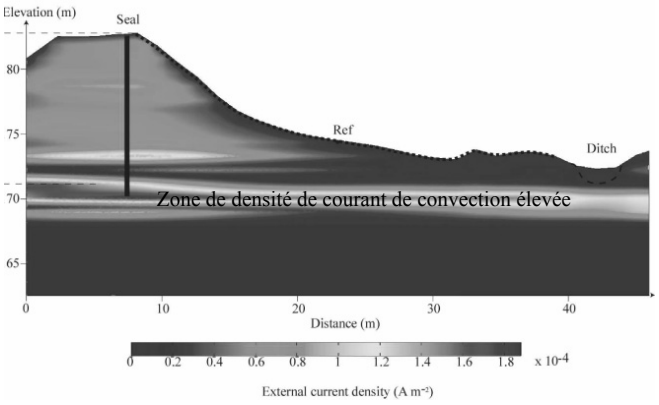


FIGURE 3: COUPE DE DENSITÉ DE COURANT DE CONVECTION OBTENUE POUR INVERSION 2D (BOLÈVE, 2009)

Les travaux de Fargier [11] constituent un autre exemple d'amélioration significative en reconnaissance et imagerie électrique. Deux approches d'acquisition / inversion dites $2D^+$ et $3D^-$ ont été développées, améliorant la prise en compte de la topographie et de l'eau du réservoir d'une digue en eau. En particulier, l'approche $3D^-$ permet de tirer le meilleur compromis entre coût d'acquisition et fiabilité du modèle final. Cette approche est mise en place lorsque une anomalie est suspectée dans un ouvrage et/ou a été localisée lors d'une reconnaissance à grand rendement. Le principe consiste à placer deux lignes d'électrodes longitudinalement et transversalement sur la digue, les électrodes placées transversalement étant situées proches de l'anomalie suspectée (Figure 5). Cette approche a été déployée sur site. Une anomalie (en sombre), détectée au préalable par un moyen conventionnel (tomographie de résistivité électrique 2D transversale), est bien reconstruite (Figure 5).

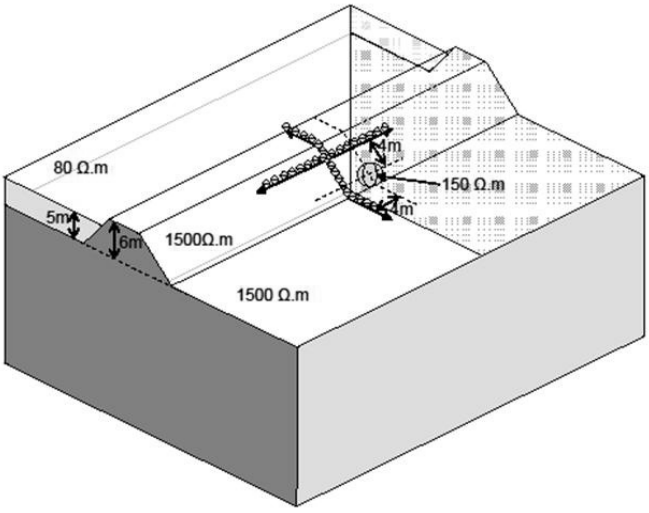


FIGURE 4: ILLUSTRATION DU PRINCIPE DE L'ACQUISITION 3D⁻. (FARGIER, 2011)

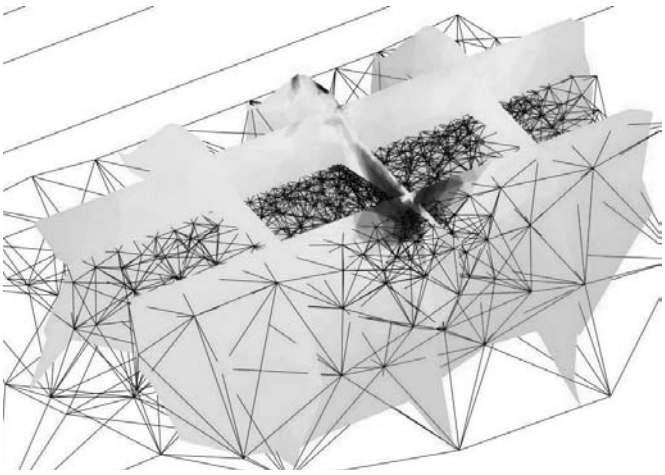


FIGURE 5: RÉSULTAT D'INVERSION 3D⁻ SUR DONNÉES DE TERRAIN (FARGIER, 2011)

Méthodologie de diagnostic de l'érosion interne

Généralités

La méthodologie de surveillance et de reconnaissance d'ouvrages hydraulique en remblai proposée suit un processus comprenant : l'enquête documentaire préalable, les surveillances programmée, renforcée et préventive, les reconnaissances pour le diagnostic, l'expertise et l'élaboration d'un diagnostic approfondi. Nous verrons dans la suite que cette méthodologie est à adapter en fonction du type d'ouvrage à investiguer.

Les apports du projet ERINOH

Différentes méthodologies de reconnaissance d'ouvrages hydrauliques en remblai existent déjà et sont mises en place ou commanditées par les gestionnaires d'ouvrage pour diagnostiquer l'état de leurs digues. L'objectif du guide n'était donc pas de créer une nouvelle méthodologie mais plutôt de compléter l'existant en y intégrant les retombées des projets ANR et PN ERINOH. C'est ainsi que cette méthodologie met l'accent sur le diagnostic de l'érosion interne en associant les acquis du projet, tant en termes de méthodes de reconnaissance et de surveillance qu'en termes de lois d'érosion et de classification des sols sur critères d'érodabilité. La méthodologie se limite à la détection et au diagnostic de l'érosion interne d'une digue et n'aborde donc pas les critères de justification et de dimensionnement de l'ouvrage vis-à-vis de cet aléa. Pour ce dernier aspect, le lecteur pourra consulter le guide ERINOH « *Recommandations pour l'ingénierie* ».

Investigations et diagnostic de l'érosion interne

L'étude documentaire préalable consiste à rassembler les informations disponibles concernant l'ouvrage étudié. Elle rassemble notamment les plans, l'historique de la construction, les données hydrologiques et hydrogéologiques, l'historique des reconnaissances et les résultats de surveillance, des réparations, etc. Ce dossier permet de réaliser un premier découpage en zones de sensibilité à l'érosion interne de l'ouvrage à traiter.

La surveillance programmée est réglementaire. L'évaluation des anomalies est, le plus souvent, effectuée en termes de niveaux d'alarme à l'aide d'applications « propriétaires » e.g. VigiBarrages® [12].

Pour la surveillance renforcée, les outils d'investigations et le mode de diagnostic sont les mêmes que ceux de la surveillance programmée. La surveillance renforcée peut inclure des reconnaissances géophysiques et géotechniques dont la synthèse en vue du diagnostic sera établie par des experts nommés par le maître d'ouvrage après la fourniture et l'analyse des résultats faites par les opérateurs (sondeurs, géotechniciens, géophysiciens, ..).

Les outils mis en place pour la surveillance préventive (fibre optique) permettent aujourd'hui d'accéder à des grandeurs quantitatives et représentatives de l'érosion interne : la vitesse de fuite, la déformation. Une observation attentive de l'évolution de ces grandeurs va permettre, le cas échéant, d'alerter le gestionnaire d'une situation potentiellement à risque.

Pour l'établissement d'un diagnostic approfondi, un programme spécifique de reconnaissances géophysiques et géotechniques est à commanditer par le gestionnaire d'ouvrage. Le diagnostic sera établi ou, à tout le moins, validé par un groupe d'experts sélectionnés par le maître d'ouvrage en confrontant d'une part les résultats élaborés à partir des mesures de terrain (vitesse de fuite, perméabilité, granulométrie,..) avec les grandeurs mécaniques et hydrauliques calculées (vitesse critique, contrainte critique, gradient hydraulique critique,..) et d'autre part en exploitant les critères d'érosion (seuils) établis en laboratoire et visant à classer les sols vis-à-vis du risque d'érosion interne. Certains

de ces travaux sont issus des projets ERINOH. Un exemple de schéma décisionnel sur critères quantitatifs est proposé à la Figure 6. Ce schéma suggère l'action à entreprendre – allant de la simple poursuite de la surveillance programmée jusqu'à l'évacuation du site – selon la valeur quantitative des critères d'érosion comparée à leur valeur critique.

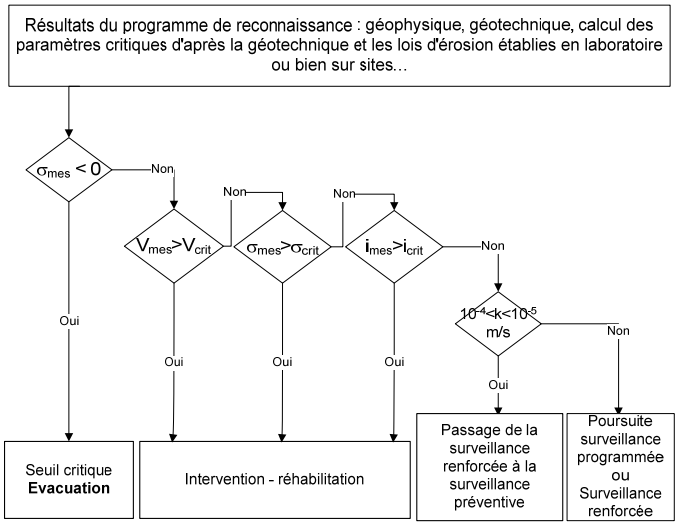


FIGURE 6: EXEMPLE DE SCHÉMA DÉCISIONNEL SUR CRITÈRES QUANTITATIFS

Application particulière de la méthodologie pour les digues de protection contre les inondations

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages destinés à ne retenir l'eau qu'en cas de crue d'un cours d'eau, c'est-à-dire en situation transitoire. Ces digues sont donc « à sec » en situation courante. Aussi, pour ce type d'ouvrages, la méthodologie doit être adaptée. Dans le processus décrit ci-avant, ce sont les surveillances programmées et renforcées qui méritent d'être redéfinies : les examens visuels sur digues en situation sèche ne sont naturellement pas pertinents pour la détection directe de fuite ou d'érosion interne. En revanche, ils restent efficaces pour déceler toutes singularités ou traces de dégradations pouvant favoriser l'érosion interne lors d'une crue à venir (e.g. un terrier traversant), voire résulter d'une érosion interne au cours d'une crue passée (e.g. fontis non rebouché).

En surveillance renforcée, le fait de rapprocher les visites en situations « sèches » ne permet pas de collecter plus d'indices de fuite ou d'érosion interne s'il n'y a pas eu de crue entre deux visites. Ce type de surveillance est en revanche précieux lors ou après un événement de crue ou un événement accidentel tel qu'un séisme.

Enfin, et puisque les crues (les sollicitations hydrauliques) sont plus ou moins rares pour les ouvrages du parc des digues fluviales, ces ouvrages sont peu équipés de dispositifs d'auscultation tels que définis pour les digues à charge permanente.

Pour toutes ces raisons, nous avons adapté la méthodologie précédemment établie en y insérant des actions de surveillance ou de reconnaissances liées à la crue : surveillance visuelle en crue et post-crue, reconnaissances géophysiques à grand rendement en crue et post-crue.

Pour plus amples informations concernant les reconnaissances géophysiques appliquées aux digues de protection contre les inondations, le lecteur pourra également se reporter au guide [13] et au livrable WP3-D3.2 du projet européen FloodProBE [14].

Conclusion

L'objet de la communication est de présenter à l'ensemble de la profession concernée par la surveillance et la sureté des ouvrages hydrauliques en remblai (scientifiques, gestionnaires d'ouvrages, bureaux d'études, entreprises..) le livrable intitulé « *Méthodologie de diagnostic de l'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques en remblai* » du thème *« Recommandations »* du Projet National ERINOH. Il est rappelé que les ouvrages concernés par ces recommandations sont préférentiellement les digues de canaux (à charge permanente) et les digues de protection contre les inondations (à charge transitoire). Le mécanisme étudié dans ce guide est l'érosion interne. Pour cela, il s'appuie sur les travaux d'un autre guide ERINOH « *Méthodes d'essais et d'interprétation - normalisation* ».

Ce guide a pour vocation d'être édité et s'adresse plus particulièrement aux personnels techniques relevant de la maîtrise d'ouvrage des digues chargés de la maintenance des ouvrages et les maîtres d'œuvre chargés de la mise en place d'un programme de reconnaissance ou de la conduite d'un diagnostic préalable à la conception d'un confortement.

Dans ce guide, nous décrivons brièvement les typologies des ouvrages étudiés (les digues) ainsi que les propriétés physiques des matériaux constituant les corps d'ouvrage et leur fondation. L'accent est mis sur les capacités et la pertinence des méthodes de reconnaissance et de surveillance à détecter les différentes hétérogénéités présentes dans les sols et notamment les zones perméables, les fuites qui sont des vecteurs initiateurs de l'érosion interne. Finalement, nous proposons une méthodologie de diagnostic de l'érosion interne qui intègre notamment de récents travaux réalisés dans le cadre des projets ERINOH.

Remerciements

Les auteurs remercient l'ANR et l'IREX-RGCU, financeurs des projets ERINOH, les multiples opérateurs de terrain, tous les contributeurs au groupe de rédaction du guide – et leur organisme d'appartenance – ainsi que les nombreux gestionnaires d'ouvrages qui ont permis ou soutenu les travaux expérimentaux associés.

Références

[1] Fell R., Wan C. F., Cyganiewicz J., Foster M., 2003, *Time for development of internal erosion and piping in embankment dams*, Journal of Geot. and Goenviron. Eng., ASCE, april, 307-314.

[2] Foster M., Fell R., 2001, *Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria, Journal of Geot. and Goenviron.* Eng., ASCE, may, 398-407

[3] Holtz R.D., Kovacs W.D., 1891 An introduction to Geophysical Engineering. Prentice-Hall

[4] Wan C.F., Fell R., 2004, *Experimental investigation of internal instability of soils in embankment dams and their foundations,* Univ. report N°R-429, Univ. of New South Wales, Syney, Australia,

[5] Bonelli S., Brivois O. et al., 2006*, On the modelling og piping erosion*, Comptes Rendus Mécanique, 334 (8-9), 555-559.

[6] Kenney T.C., Lau D. , 1985, *Internal stability of granular filters*. Geotechnical Journal, Canadian. Vol. 22, pp. 215–225

[7] Monnet A., 1998, *Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement*, Revue Française de géotechnique. Vol. 82 , pp.3–10.

[8] Monnet J., Hughes J., Dafni J., 2012, *Cluster analysis and presuremeter survey – the Gray Harbor case*; ISC4 Conference, Porto de Galinhas, 2012, 911-919

[9] Bolève, A., Vandemeulebrouck, J., Grangeon, J. *Dyke leakage localization and hydraulic permeability estimation through self-potential and hydro-acoustic measurements : self-potential "abacus' diagram for hydraulic permeability estimation and uncertainty computation*. Journal of Applied Geophysics 86 (2012), 17-28)

[10] Bolève, A. 2009, *Localisation et quantification de zones de fuites dans les digues et les barrages par la méthode du potentiel spontané,* Fugro - Mémoire de thèse mars 2009

[11] Fargier, Y. 2011**,** *Développement de l'Imagerie de Résistivité Électrique pour la reconnaissance et la surveillance des Ouvrages Hydrauliques en Terre,* 2011. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes. EDF/IFSTTAR/LRPC Rouen.

[12] Vigie Barrages®, *Visite d'Inspection Garantissant l'Intégrité des barrages en Exploitation - Logiciel réservé à l'exploitant comme support pédagogique pour les examens visuels et les outils d'auscultation* – Cemagref / EDF

[13] Fauchard, C., Mériaux, P. (2007), *Geophysical and geotechnical methods for diagnosing flood protection dikes: Guide for implementation and interpretation,* Editions Quae, June 2007

[14] Royet, P. et al., Work-Package 3; Deliverable 3.2 : « *Rapid and cost-effective dike condition assessment methods: geophysics and remote sensing* » du Projet européen FloodProBE (2009-2012)

Mots-Clés

Erosion interne, digues, détection, méthodologie, diagnostic

Etude de la Suffusion des sols grossiers : cas des graves du Rhin

Suffusion of coarse grained soils: case of Rhine gravels

A. Benamar[1], A. Bennabi[2], T. Karoui[2,1], H. Wang[1]

[1] LOMC UMR 6294 CNRS-Université du Havre, Le havre, ahmed.benamar@univ-lehavre.fr
[2] IRC-ESTP Cachan, Paris, abennabi@adm.estp.fr

Résumé

Une étude expérimentale sur l'érosion interne des matériaux graveleux du Rhin a été menée. Les essais effectués au laboratoire sur une colonne doivent permettre de déterminer la susceptibilité de ces sols grossiers à la suffusion et caractériser leur stabilité et la variation des paramètres physiques du sol durant la suffusion. Une colonne verticale de 26 cm de diamètre et 60 cm de hauteur est utilisée pour reproduire l'écoulement ascendant de l'eau à travers l'échantillon de sol sous différents gradients. Pour chaque essai la turbidité de l'effluent est mesurée de façon à déduire la concentration grâce à un étalonnage préalable. Le débit est mesuré périodiquement et l'évolution de la conductivité hydraulique en est déduite. Les résultats montrent une légère variation du débit durant l'essai et la perméabilité augmente donc selon la même tendance, mettant en évidence l'augmentation de la porosité du milieu en raison de la suffusion des particules fines. L'analyse granulométrique de l'effluent (Malvern Multisizer 2000) montre que les particules érodées ont une dimension inférieure à 500 µm et hormis le premier palier de chargement hydraulique, la taille des particules augmente avec l'amplitude de la charge. La mesure du gradient hydraulique local dans l'échantillon permet de caractériser la migration des particules et leur accumulation pour les charges testées. Ce résultat est corrélé par l'analyse granulométrique de la couche avale de l'échantillon après l'essai. Des critères de stabilité ont été utilisés pour évaluer la susceptibilité de ce matériau à la suffusion.

Abstract

An experimental study devoted to internal erosion of coarse grained materials of Rhine River was carried out. The tests performed on laboratory column aim to assess the suitability of such soils to suffusion and to characterize their stability and the variation of the physical parameters of soil during the suffusion process. An experimental device (large vertical column of 52 cm of height and 26 cm of diameter) has been developed that can apply upward flow to non cohesive soils under controlled conditions. Outlet concentrations were determined by using a turbidity meter, whose readings were correlated previously to clay concentrations in water. The investigation of the parameters affecting the suitability of such soil to suffusion leads to the identification of the hydraulic gradient which initiates the migration of particles to the outlet. Flow rate was periodically measured during the test and hydraulic conductivity change was deduced. The results show an increase of permeability, which is related to the particle migration and likely washout. With a new developed evaluation procedure we were able to identify the mobile and suffusive particles. The particle size distribution (Malvern Multisizer 2000) of the downward soil layer after test is performed and the analysis corroborates the localisation of particle suffusion. The grain size analysis of the outlet shows that eroded particles are smaller than 500 µm and their size rather increases with increasing hydraulic load. The geometric criteria usually used to design dam embankments are experienced in order to asses the soil stability. Soils which are geometrically prone to suffusion must be related to hydraulic conditions in order to assess the risk of internal erosion.

Introduction

La suffusion est le processus par lequel se produisent l'arrachement et le transport par l'écoulement interstitiel des particules de sol dont la dimension est inférieure à celle des constrictions. Ce type d'érosion interne, générée par l'écoulement de l'eau dans le sol, concerne les barrages et digues qui sont principalement construits avec des sols (sables silteux graveleux) à granulométrie étalée et concave vers le haut [1]. Les récentes ruptures d'ouvrages hydrauliques poussent les chercheurs à améliorer la connaissance de cette pathologie. Les sols susceptibles à l'érosion interne en général, sont souvent décrits comme instables, et présentent une granulométrie discontinue avec des particules allant des silts ou argiles au gravier. Si la majorité des ruptures d'ouvrages hydrauliques est associée à la pénétration d'ouvrages (conduits de vidange, évacuateurs de crue) dans les remblais, la suffusion présente une pathologie menant souvent au développement de brèches dans les remblais. Une cause similaire de la suffusion des sols peut être attribuée à l'hétérogénéité des sols mal gradués (sables limoneux graveleux) souvent utilisés dans la

construction des remblais. L'arrachement des particules fines est relié à la granulométrie du sol et à la distribution de sa porosité. Comme la suffusion se produit principalement en raison de la présence de particules grossières, elle peut être prévenue si le sol possède une granulométrie bien graduée avec des vides étroits. Plusieurs études ont été menées sur la stabilité à la suffusion des sables graveleux [7], [15], [5], [6], [2]. Elles ont abouti à établir des corrélations entre les paramètres géométriques du sol et sa susceptibilité à la suffusion. L'évidence entre l'érosion par renard dans les barrages et digues et la présence de matériaux à granulométrie étalée dans ces ouvrages hydrauliques et leurs fondations est établie [3]. L'extension de la suffusion dans un sol dépend de son homogénéité, et la suffusivité d'un sol est reliée souvent aux hétérogénéités locales et au phénomène de ségrégation des particules lors de la mise en œuvre des matériaux.

Afin de vérifier la stabilité des sols mal gradués, Sherard [13] suggère de scinder la courbe granulométrique à la particule de dimension 1.0 mm et de l'analyser comme deux granulométries distinctes. Kenney et Lau [5] ont effectué d'autres travaux sur la distribution des pores dans les filtres granulaires utilisant les approches théorique et expérimentale. Sherard et al [14] ont aussi effectué une série d'essais pour évaluer la dimension des pores des filtres de sable graveleux et ont conclu que les dimensions de pores peuvent être reliées à l'ouverture D_{15}. Plusieurs études concernant la conception des filtres ont été faites et plus couramment les résultats de Sherard et al. [15] sont largement utilisés. Avant la dispersion, les particules érodées sont plus grosses que les particules primaires du sol, suggérant que l'érosion se produit avec des agrégats de matériau [9]. Le processus de suffusion est souvent décrit par les phases d'initiation, de continuation et de progression. L'identification du développement d'une érosion par renard et une probable rupture du remblai est liée à la compréhension du mécanisme d'initiation de l'érosion interne. Lefebvre et al. [8] ont recherché l'influence de la structure des argiles non remaniées sur la cinétique d'érosion. Ils ont montré que l'argile non remaniée présente une plus grande résistance à l'érosion que les échantillons d'argile remaniée. Wan et Fell [17] ont utilisé les essais d'érosion de trou ou de fente pour étudier la résistance à l'érosion du matériau de base des barrages en remblai. Différents matériaux ont été testés et un « indice de cinétique d'érosion » a été introduit pour classer la résistance à l'érosion des sols. Une approche simplifiée a été aussi proposée pour évaluer la probabilité d'érosion interne dans les barrages en remblai. Wan et Fell [19], [20] ont défini la variation de la cinétique d'érosion en supposant que les courbes d'érosion (cinétique d'érosion fonction de la contrainte de cisaillement) sont linéaires avec une pente constante. Plus récemment, Wan et Fell [20] ont tenté plusieurs régressions linéaires pour estimer « l'indice de cinétique d'érosion », basées sur les essais d'érosion de trou. Ils ont proposé deux équations pour quantifier la cinétique d'érosion, une pour les sols grossiers et l'autre pour les sols fins. Sterpi [16] a effectué des essais d'érosion au laboratoire et a modélisé l'érosion et le transport en combinant le principe de la conservation de masse des particules en mouvement avec une loi d'érosion adaptée, couplée avec l'équation de l'écoulement. La définition de la stabilité des sols sableux-graveleux à partir des seuls critères géométriques n'est pas suffisante et la compréhension des processus de transport et rétention des particules fines dans ces sols est nécessaire pour améliorer ces critères.

Lors de la suffusion, la migration des particules fines dans la structure du sol puis leur filtration éventuelle est relativement peu étudiée [3], [12], [10]. Ce processus complexe de détachement –rétention de particules peut contribuer à l'atténuation de la quantité de particules érodées. Dans le cadre du projet national ERINOH, des essais sur des sols graveleux prélevés dans les digues du Rhin ont fait l'objet d'essais de suffusion dans plusieurs laboratoires en France et en Allemagne. Un dispositif expérimental a été développé au LOMC (université du Havre), qui permet d'appliquer un écoulement à travers le sol. Des essais de suffusion ont donc été effectués sur les graves du Rhin afin de déterminer la susceptibilité à la suffusion ainsi que la variation des paramètres physiques du sol durant la suffusion. Le contrôle indirect des paramètres de transfert (gradients locaux) peut nous renseigner sur la migration des particules dans l'échantillon de sol.

Matériels et méthodes expérimentales

Une colonne verticale en plexiglas de 26 cm de diamètre et 60 cm de hauteur est utilisée pour reproduire l'écoulement de l'eau à travers l'échantillon de sol (figure 1). L'appareillage de mesure est constitué principalement d'un turbidimètre et de piézomètres (ou capteurs de pression différentielle). La colonne, disposée verticalement, est alimentée (écoulement ascendant) par un réservoir d'eau dont la hauteur est ajustée en fonction du gradient imposé. L'effluent est recueilli dans un bac dans l'objectif de déterminer la masse de fines érodée.

Le remplissage de la colonne obéit à une procédure bien définie de façon à obtenir un échantillon homogène. En effet, le sol est d'abord tamisé pour obtenir plusieurs fractions granulaires [0/0.08, 0.08/0.5, 0.5/5, 5/8, 8/14, 14/31.5, 31.5/60]. Celles-ci sont utilisées par malaxage à 3% de teneur en eau, en respectant la courbe granulométrique originale (figure 2). Cette dernière montre que le sol grossier présente une lacune granulométrique pour la fraction comprise entre 0,8 et 3 mm. La mise en place est opérée par couches de 4 cm d'épaisseur avec un poids volumique voisin de 19 kN/m^3. A la fin de sa mise en place, l'échantillon obtenu a une hauteur voisine de 52 cm et pèse environ 52 kg.

L'échantillon repose sur une couche de billes de verre (8 mm de diamètre) de laquelle il est séparé par une grille métallique couverte par un géotextile de façon à éviter la perte des particules fines (figure 3). L'échantillon est d'abord saturé puis un écoulement ascendant est établi progressivement avant d'appliquer le premier gradient. Plusieurs charges

hydrauliques ont été appliquées (correspondant aux gradients hydrauliques successifs de 0.6, 1.1, 1.6, 1.9 et 3). Chaque charge hydraulique est maintenue pendant 1 heure et la turbidité de l'effluent est mesurée de façon à déduire la concentration grâce à un étalonnage préalable. Le débit et le gradient hydraulique sont mesurés périodiquement, et la conductivité hydraulique en est déduite en utilisant la loi de Darcy.

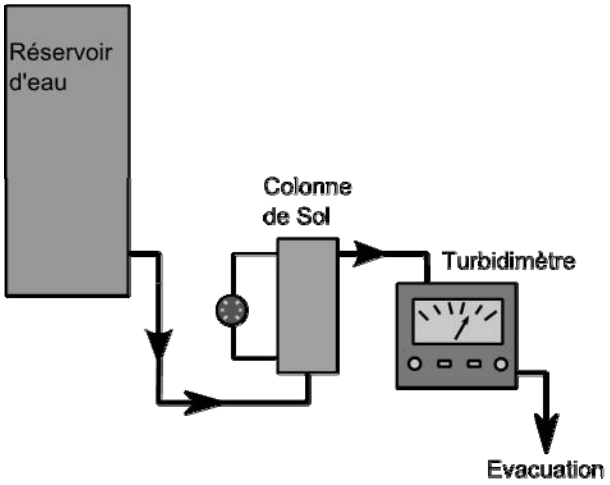


FIGURE 1: SCHEMA DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL

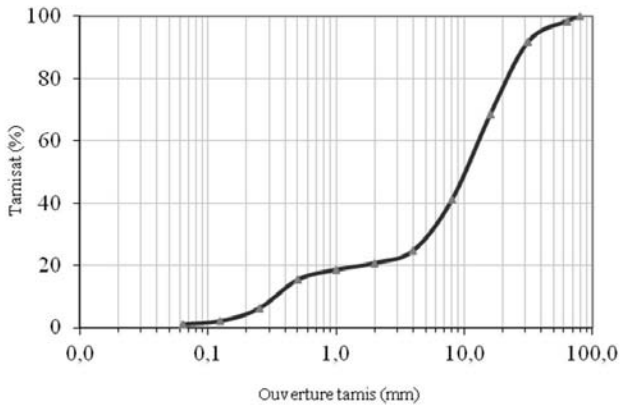


FIGURE 2: COURBE GRANULOMETRIQUE DU MATERIAU

A la fin de l'essai, les deux dernières couches (à l'aval) de 10 cm chacune sont prélevées soigneusement et l'analyse granulométrique est effectuée pour déduire la modification granulaire opérée après la suffusion. Ceci permet également de déduire la quantité ainsi que la taille des fines concernées par le processus de suffusion.

Résultats et analyse

Courbes et cinétique de suffusion

La courbe typique de turbidité obtenue lors d'un essai montre que la concentration de particules dans l'effluent reste insignifiante jusqu'à une charge hydraulique où elle acquiert une certaine valeur avant de diminuer brusquement vers des valeurs très faibles (figure 4). Une valeur maximale de turbidité est enregistrée dès le début de l'essai (faible gradient hydraulique), provenant des particules qui sont sur la section limite de l'échantillon. Puis la concentration de l'effluent devient très faible. En effet, chaque fois que l'échantillon est soumis à un palier de pression extérieure, la vitesse d'écoulement augmente, qui à son tour provoque une migration incrémentale de particules. On pourrait penser que ce processus continuerait indéfiniment et lessiverait l'échantillon entièrement. Cependant, la matrice granulaire est maintenue rigidement et la charge appliquée ne peut éroder plus d'une fraction des particules fines disponibles. Ce résultat montre donc une assez bonne résistance du sol à l'érosion sous les sollicitations hydrauliques exercées.

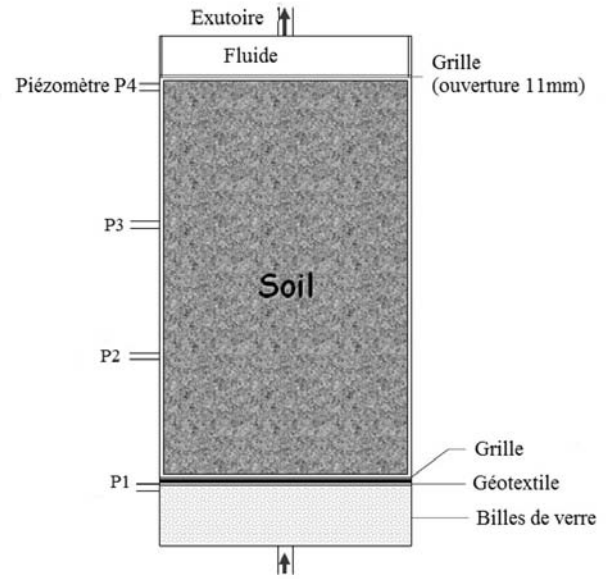


FIGURE 3: COLONNE DE SUFFUSION ET DISPOSITION DU SOL

La masse cumulée érodée (figure 5) montre une augmentation sur chaque palier de chargement hydraulique pour atteindre une valeur finale qui reste faible par rapport à la masse totale des fines (moins de 2%). Les classifications vis-à-vis de l'érosion ont été souvent établies à partir des essais d'érosion de trou ou d'essais de jet. Cependant, dans le soucis d'établir une similitude entre l'érosion de trou et la suffusion, Reddi [11] a modélisé un sol par un assemblage de capillaires simulant l'érosion de trou. Une estimation de la contrainte hydraulique en suffusion a ainsi été proposée. Celle-ci permet, par analogie avec l'essai d'érosion de trou, de procéder à l'évaluation de la cinétique d'érosion en utilisant le modèle linéaire (masse instantanée érodée proportionnelle à la contrainte de cisaillement) exprimé par l'équation 1.

$$\varepsilon = k_d(\tau - \tau_0) \qquad (1)$$

où ε (kg/s/m^2) est le flux massique de particules érodées, τ la contrainte de cisaillement et τ_0 la contrainte de cisaillement critique. Les valeurs de ε sont obtenues en considérant que la cinétique d'érosion (masse érodée par unité de temps) peut être incrémentée à chaque palier de chargement hydraulique. L'application de ce modèle à nos résultats conduit à une valeur faible du coefficient d'érosion (k_d = 2 10^{-5} s/m) qui classe (selon Fell [19]) la suffusion de ce sol (comparativement à l'érosion de trou) dans la catégorie modérément lente.

Afin de vérifier l'influence de la direction de l'écoulement sur le comportement à la suffusion du sol, un essai en configuration de colonne horizontale a été effectué. En raison de la gravité qui s'oppose à l'écoulement, la configuration de l'essai en écoulement ascendant pourrait conduire à des résultats non conservatifs. Cependant, la configuration horizontale d'essai n'est pas bien adaptée pour notre cellule (compaction transversale) et montre un niveau d'érosion équivalent à celui observé en position verticale.

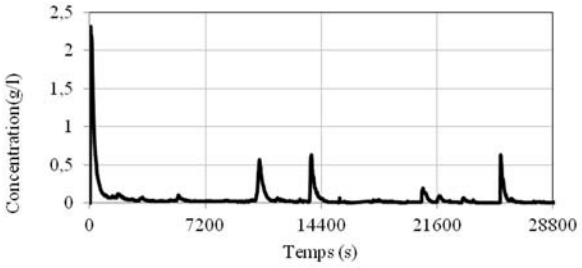


FIGURE 4: SIGNAL DE TURBIDITE DE L'EFFLUENT MESURÉ

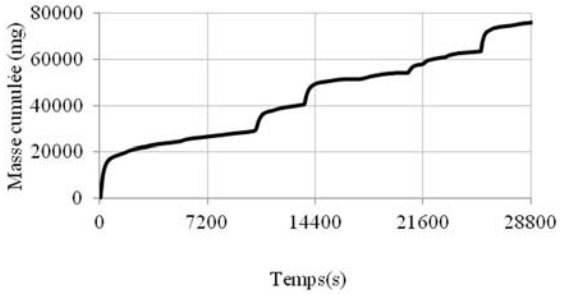


FIGURE 5: MASSE CUMULEE ERODEE

Analyse des processus internes durant la suffusion

La suffusion est initiée par le détachement de particules puis leur transport éventuel dans la matrice du sol jusqu'à l'exutoire, en présence de filtration. Cette migration de fines conduit à une modification locale de la structure su sol dont peut rendre compte la mesure de la perméabilité et des gradients locaux. Les résultats montrent que l'augmentation du gradient hydraulique global (de la charge) provoque une augmentation de la vitesse d'écoulement et donc du débit, mais la perméabilité diminue (figure 6) de façon quasi-linéaire en raison d'une nouvelle distribution des fines mobilisées par l'écoulement et qui s'accumulent dans une section de l'échantillon. L'analyse de la variation du gradient hydraulique local conforte cette hypothèse. En effet, les mesures du gradient local à la fin de chaque essai (figure 7) mettent en évidence une brusque augmentation du gradient à l'aval de l'échantillon (dernière couche de 20 cm). Ce résultat montre une accumulation de particules érodées dans la partie aval de la colonne. La mesure de gradient étant faite près de la paroi, ces valeurs peuvent changer à l'intérieur de la section de l'échantillon

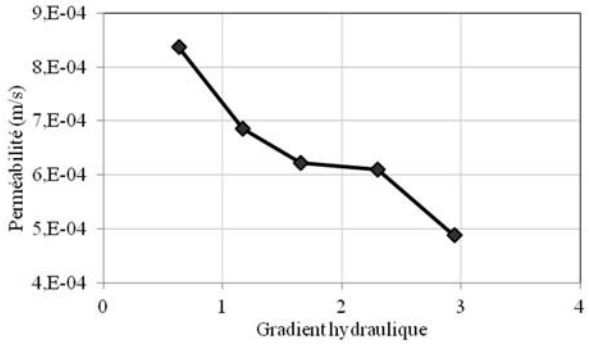


FIGURE 6: VARIATION DE LA PERMEABILITE DURANT L'ESSAI

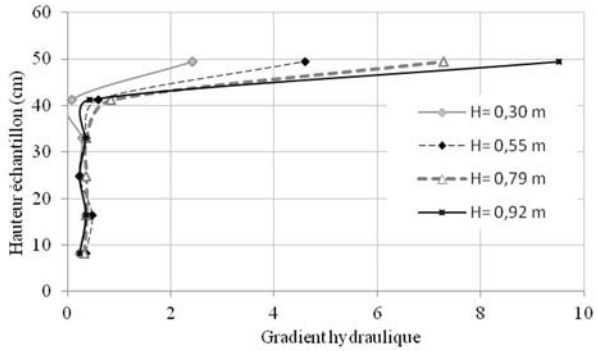


FIGURE 7: VARIATION DU GRADIENT DANS LE SOL

Si on représente pour quatre essais effectués (Tableau I) la masse cumulée de fines érodées et la perméabilité finale du sol en fonction du gradient hydraulique maximal appliqué, on peut déduire que la quantité de fines érodées augmente lorsque le gradient augmente, tandis que la perméabilité diminue. Ce résultat traduit le mouvement de particules induit par les forces hydrauliques, et qui est donc plus important pour les forts gradients. Il en résulte une plus grande quantité de particules transportées vers l'exutoire mais aussi une réduction de la perméabilité en raison des particules retenues dans un volume localisé près de la partie aval du sol.

La mesure des gradients locaux permet l'analyse du mouvement des particules fines dans le sol. L'augmentation rapide du gradient hydraulique apparaît sur les 20 derniers centimètres de l'échantillon de sol. Ceci montre une migration importante de particules dans cette couche vers l'exutoire, et comme une partie d'entre elles est retenue dans la matrice du matériau, la porosité diminue et les pressions interstitielles augmentent localement. Les particules érodées

semblent provenir donc essentiellement des couches en aval de l'échantillon comme le montre l'image de la figure 9 qui illustre un lessivage relatif du sol dans sa partie aval mais la structure granulaire résiste et fait fonction de filtre vis-à-vis du reste de l'échantillon en amont. L'analyse granulométrique des deux dernières couches de 10 cm d'épaisseur chacune en aval, montre (figure 8) que les particules ayant migré par suffusion dans cette couche ont une taille inférieure à 1mm et que la proportion de masse érodée représente moins de 2% de la masse totale des fines. En effet, les résultats montrent que la couche en aval (tranche 1) est appauvrie en particules fines et la couche sous-jacente (tranche 2) est enrichie en particules fines (>600 µm) retenues par autofiltration. Cette observation est illustrée par l'image de la figure 9 qui montre justement le lessivage de la tranche 1 et l'accumulation de fines dans la tranche 2. Des résultats similaires ont été obtenus par d'autres études [3], [11] par des essais en écoulement vertical descendant.

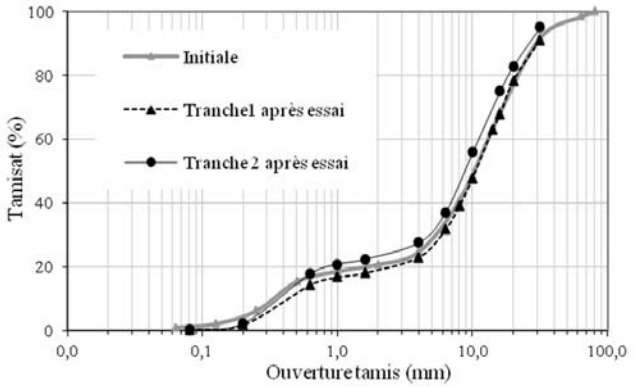


FIGURE 8: DISTRIBUTION GRANULOMÉTRIQUE DES GRAINS DU SOL DANS LES COUCHES AVAL ÂPRES L'ESSAI DE SUFFUSION

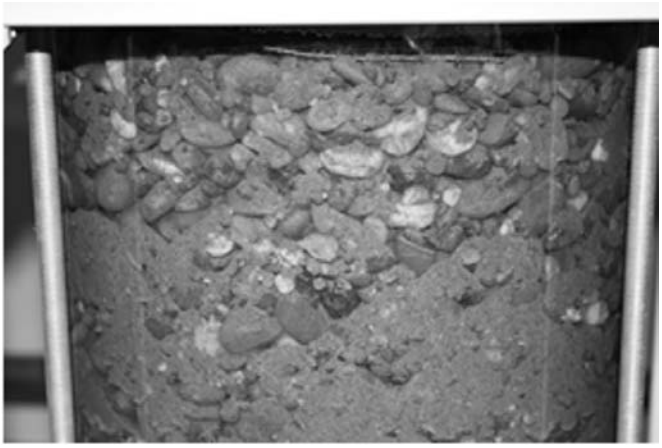


FIGURE 9 : ILLUSTRATION DE LA MIGRATION DE FINES DANS LA PARTIE AVAL DU SOL

L'analyse granulométrique des particules érodées (échantillonnées dans l'effluent) montre que leur dimension est inférieure à 500 µm et que la taille de ces particules augmente avec l'amplitude de la charge. Cette ségrégation des tailles de particules érodées est à relier avec la contrainte de cisaillement hydraulique qui augmente avec la charge.

TABLEAU 1: RESULTATS DE SUFFUSION SUR LE SOL

Essai N°	Gradient final	Masse érodée (g)	Masse (%)	Perméabilité finale (10^{-3} m/s)
1	1	19	0,4	10
2	3	78	1,6	0,5
3	1,4	30	0,6	0,8
4	2,5	45	0,9	0,5

Un des critères largement utilisés pour déterminer la stabilité interne des sols vis-à-vis de la suffusion est celui de Kenney et Lau [5]. Cette méthode évalue la susceptibilité à l'érosion des particules mobiles sous l'effet de l'écoulement. Elle prédit la réponse d'un matériau sur la base de l'analyse de la forme de sa courbe granulométrique. La courbe d'évaluation de ce critère est obtenue en traçant, pour chaque valeur de dimension de grain D, le pourcentage en masse du sol (valeur H) dont la taille des grains est comprise entre D et 4D, en fonction de F (pourcentage en masse dont les grains sont de dimension inférieure à D). Avec un coefficient d'uniformité $C_u = 30 > 3$, le sol est considéré comme étant stable si la courbe passe au-dessus de la médiatrice (ligne H=F) pour des valeurs de F < 20%.

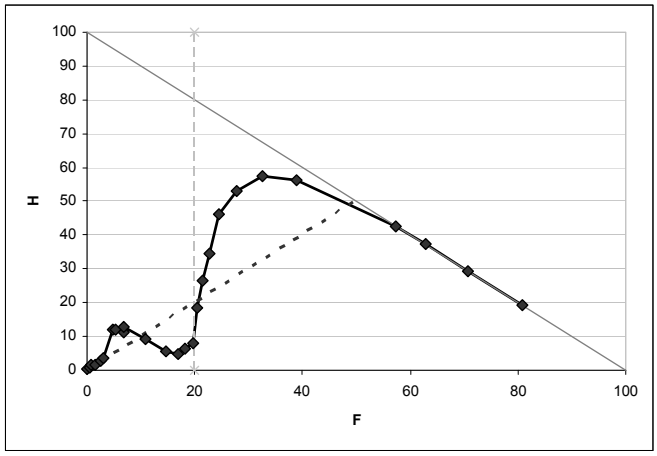


FIGURE 10 : APPLICATION DU CRITÈRE DE KENNEY ET LAU

Si on évalue la capacité de filtration d'un tel sol et si on scinde la granulométrie à la dimension de grain 1 mm entre fines et matrice filtrante, on trouve le rapport $D_{15}/d_{85} = 9$ indiquant que le sol ne satisfait pas le critère de filtration de Sherard [14] modifié par Foster et Fell [4], c.à.d. $D_{15}/d_{85} \leq 7$. Les graves ne retiennent donc pas une catégorie de particules et la suffusion se produit pour ces particules avant que l'auto-filtration ne devienne opérationnelle. Ainsi, au début de chaque sollicitation dans l'essai une érosion se produit mais s'estompe rapidement. Comme la proportion de fines dans le sol est relativement faible (3%), la suffusion épuise vite cette réserve de particules facilement érodables. Les résultats ont

montré que toutes les particules mobiles ne sont pas suffusives.

Afin d'évaluer la stabilité de ce sol vis-à-vis de la suffusion, le critère de Kenney [5] est appliqué et montre (figure 10) que les graves présentent une susceptibilité modérée à la suffusion (instabilité pour les particules fines dont F < 20 %) et ce sont ces particules qu'on retrouve érodées dans l'effluent. Le calcul du coefficient d'érosion (k_d = 2 10^{-5} s/m) et de la contrainte de cisaillement permet de classer ces graves comme un sol modérément érodable selon la classification de Fell [19]. L'application du critère de Burenkova [1] modifié par Wan et Fell [20] indique un sol classé dans la zone limite entre les zones instables et de transition.

Moffat et al. [10] ont mené des essais sur des sols similaires en confinement et ont montré qu'elle se déclenche une instabilité interne dans le matériau à partir d'un certain gradient hydraulique, dont la progression spatiale et temporelle peut être visualisée. Le sol (graves du Rhin) testé présente une instabilité locale qui ne progresse pas en raison de la filtration opérée par le squelette granulaire sur les particules fine suffusives. En effet, les capacités d'auto-filtration inhérentes à ce sol lui procurent une stabilité relative vis-à-vis de la suffusion.

Conclusions

Les essais de suffusion sur les graves du Rhin dans la colonne ont montré que ce sol présente une cinétique d'érosion faible et donc une relative résistance vis-à-vis de la suffusion pour les charges hydrauliques appliquées (gradient inférieur à 3). La duplication de certains essais a prouvé la reproductibilité de l'expérience. L'augmentation du gradient hydraulique provoque une nouvelle augmentation de la masse érodée mais qui s'estompe rapidement. L'évaluation du coefficient d'érosion k_d donne une valeur proche de 2 10^{-5} (s/m) et un indice d'érosion de 4.7 qui classe l'érosion de ce sol comme modérément lente selon la classification de Fell [19]. L'application du critère de Kenney & Lau [5] à la granulométrie a montré un sol modérément instable. Ce critère ne rend que partiellement compte de la susceptibilité du sol à la suffusion. Le mouvement des particules dans le sol ne met pas en instabilité le squelette granulaire et montre une migration importante des fines à l'aval de l'écoulement, conduisant à une augmentation du gradient hydraulique local et une diminution de la perméabilité. Les analyses granulométriques combinées de la couche aval de l'échantillon et de l'effluent a montré que la dimension des particules érodées reste inférieure à 500 µm pour les gradients hydrauliques utilisés dans les essais.

Remerciements

Ce travail a été effectué dans le cadre du projet national ERINOH (ERosion INterne des Ouvrages Hydrauliques), coordonné par l'IREX.

Références

[1] Burenkova V.V. (1993*). Assessement of suffusion in noncohesive and graded soils.* Proc. 1st Conf Geo-Filters, Kralsuhe, Germany, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 357-360.

[2] Chapuis R.P., Constant A., Baass K.A. (1996). *Migration of fines in 0-20 mm crushed base during placement, compaction and seepage under laboratory conditions.* Can. Geotech. J. Vol. 33 (1), pp. 168-176

[3] Fannin R.J., Moffat R. (2006). *Observations on internal stability of cohesionless soils.* Geotechnique Vol. 56 (7), pp. 497-500.

[4] Foster M., Fell R. (2001). *Assessing embankment dam filters that do not satisfy design criteria*. J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. (ASCE), Vol.127 (5), pp. 398-407.

[5] Kenney T.C., Lau D. (1985). *Internal stability of granular filters.* Canadian Geotechnical Journal N° 22 (2), pp. 215-225.

[6] Kenney T.C., Lau D. (1986). *Internal stability of granular filters: Reply.* Canadian Geotechnical Journal N° 23 (4), pp. 420-423.

[7] Lafleur J., Mlynarek J., Rollin A.L. (1989). *Filtration of broadly graded cohesionless soils*. J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. (ASCE), Vol.134 (3), pp. 401-407.

[8] Lefebvre G., Rohan K., Douville S. (1985). *Erosivity of natural intactstructured clay evaluation*. Canadian Geotech. J. N°22, pp. 508-517.

[9] Locke M., Indraratna B., Cummins P., Adikari G. (2000). *Embankment Dam Rehabilitation.* ANCOLD Conference on Dams.

[10] Moffat R., Fannin R.J., Garner S.J. (2011), *Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil,* Can. Geotech. J. N° 48, 399-412.

[11] Reddi L.N., Lee I., Bonala M.V.S. (2000), *Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-kaolin mixture*, Geotech. Testing J. N° 23(1), 116-122.

[12] Salehi Sadaghiani M.R., Witt K.J. (2011), *Experimental identification of mobile particles in suffusible non cohesive soils*, European J. of Env. and Civil Eng., 15:8, 1155-1165.

[13] Sherard J.L. (1979). *Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils.* 13th Int. Congress on Large Dams, New Delhi, Q49, R2, pp. 25-35.

[14] Sherard J.L., Dunnigan L.P., Talbot J.R. (1984). *Basic properties of sand and gravel filters.* J. Geotech. Engrg. N°110 (6), pp. 684-700.

[15] Sherard J.L., Dunnigan L.P. (1989). *Critical filters for impervious soils.* J. Geotech. Engrg. N°115 (7), pp. 927-947.

[16] Sterpi D. (2003). *Effects of the Erosion and Transport of Fine Particles due to Seepage flow.* Int. J. Geomechanics, N°3 (1), pp. 111-122.

[17] Vaughan P.R., Soares H.F. (1982). . *Design of filters for clay cores of dams*. . J. Geotech. Engrg. N°108, pp. 17-33.

[18] Wan C.F., Fell R., (2004a). *Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams*. J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. N°30 (4), pp. 373-380.

[19] Wan C.F., Fell R., (2004b). *Laboratory tests on the rate of piping erosion of soils in embankments.* Geotech. Testing J. N°27 (3), pp.

[20] Wan C.F., Fell R., (2008). *Assessing the potential of internal instability and suffusion in embakment dams and their foundations.* J. Geotech. and Geoenvir. Engrg. N° 134 (3), pp. 401-407.

Mots clés

Erosion, suffusion, granulométrie, sol graveleux, filtre, écoulement, fines.

Thème 6

Modélisations physiques, mathématiques et numériques (géomécanique, hydraulique, modèles réduits)

Rapporteurs : P. Chassé (Cetmef) et A. Salmi (ISL)

Modélisation physique à grande échelle de la rupture d'une digue par érosion de contact : influence de la recharge granulaire

Large scale physical modeling of a levee break by contact erosion: influence of granular shoulders

R. Béguin[1], J-J. Fry[2], C. Picault[3], J.-R. Courivaud[2], Y.-H. Faure[4], P. Philippe[5]

[1] geophyConsult, Le Bourget-du-lac, remi.beguin@geophyconsult.com
[2] eDF-CIH, Le Bourget-du-Lac, jean-jacques.fry@edf.fr
[3] Compagnie Nationale du Rhône, Lyon, c.picault@cnr.tm.fr
[4] LTHE, Grenoble, yhfaure@ujf-grenoble.fr
[5] IRSTEA, Aix-en-Provence, pierre.philippe@irstea.fr

Résumé

L'érosion de contact est un type d'érosion interne qui se développe le long d'une discontinuité de granulométrie du sol. Ce phénomène est connu pour être observé au sein des digues fluviales composées d'un noyau limoneux construit sur une fondation alluviale graveleuse. Pour étudier ce processus, un modèle physique de digue a été construit au sein d'un dispositif expérimental de grande taille (2,5 x 4 x 8 m). Une charge hydraulique constante a été appliquée à l'amont de l'ouvrage par paliers de 24 h sur une durée totale d'une semaine. Le processus d'érosion a été analysé par de nombreux instruments de mesure complémentaires : sondes de pression interstitielle, débitmètre, turbidimètre, mesures topographiques de la surface par stéréo-photogrammétrie, mesures de température et de déformation par fibre optique, etc.

Durant les premiers paliers, une érosion transitoire a toujours été observée mais les quantités érodées demeuraient faibles. Au-dessus d'une vitesse de Darcy d'environ 2 $cm \times s^{-1}$ dans la fondation, un processus d'érosion instable s'est systématiquement initié et a mené à la formation d'une cavité dans le noyau limoneux. En quelques heures, cette cavité s'est toujours élargie jusqu'à devenir un conduit à la base de l'ensemble du noyau.

Lors de la première série d'essai, une recharge granulaire de 20 cm d'épaisseur a été mise en place. Sous l'effet des gradients hydrauliques élevés, elle a rapidement été entrainée par l'écoulement, menant à la rupture de l'ouvrage. Au cours d'une deuxième série d'essai, des recharges plus épaisses et largement instrumentées ont été testées pour établir les conditions d'épaisseur et de granulométrie qui permettent à la digue de conserver son intégrité.

Une recharge granulaire correctement dimensionnée peut non seulement assurer la stabilité mécanique de l'ouvrage mais aussi limiter la progression d'une érosion interne grâce aux effets conjugués de la contrainte effective, de la filtration et de la reprise de la charge hydrostatique.

Abstract

Contact erosion is a type of internal erosion that develops along a grading discontinuity of soil. This phenomenon is known in river dikes composed of a silty core built on a gravelly foundation. To study this process, a physical model of dyke was constructed in a large experimental device (2.5 x 4 x 8 m). A constant hydraulic load was applied to the upstream of the structure and increased in 24 h stages over a total duration of one week. The erosion process was analyzed by many complementary instruments: pore pressure sensors, flow meter, turbidimeter, surface topography by stereo-photogrammetry, temperature and strain by optical fiber...

During the early steps of the experiment, transient erosion was always observed, but the eroded quantities remained small. Above a Darcy velocity of about 2 $cm \times s^{-1}$ in the foundation, an unstable erosion process was systematically initiated and led to the formation of a cavity in the silty core. Within a few hours, the cavity expanded to become a pipe at the base of the entire core.

During the first test series, a 20 cm thick granular shell was used. Under the action of high hydraulic gradients, it was quickly removed by the flow and did not prevent the structure from collapsing. In a second series of tests, thicker shells were tested and extensively instrumented, to determine the conditions of thickness and grain size that guarantee shell stability.

In addition to its role in the mechanical stability of the structure, a properly sized granular shell can therefore limit the progression of internal erosion by combined effects of effective stress, filtration and dissipation of the hydrostatic head.

Introduction

L'interface entre deux couches de sols de granulométries et de perméabilités différentes est un lieu privilégié de

développement d'une érosion interne habituellement appelée « érosion de contact ». Pour que ce type d'érosion se développe, deux conditions sont nécessaires. D'abord une condition géométrique : les particules du sol fin doivent être suffisamment petites pour traverser les pores du sol le plus grossier. Ensuite une condition hydraulique : la contrainte exercée par l'écoulement sur les particules doit être suffisante pour les détacher et les transporter.

De nos jours, les ouvrages hydrauliques sont construits en s'assurant qu'une règle de filtre soit respectée entre les différentes couches de sol mises en place, garantissant ainsi que la condition géométrique empêchera le développement d'une érosion [8]. Toutefois, les interfaces granulaires pour lesquelles une érosion de contact peut géométriquement se développer restent fréquentes dans les ouvrages anciens, généralement construits avec les matériaux du site sans contrôle de leur granulométrie. C'est notamment le cas des corps de digues constituées de sol fin (sable, limon, argile…) construites directement sur une fondation alluviale graveleuse. On rencontre aussi la situation inverse : une digue en matériaux à granulométrie étendue, localement très grossière, bâtie sur une fondation en dépôts sédimentaires majoritairement fins. Dans ces deux situations, on retrouve en contact deux couches horizontales de sols dont les granulométries sont très différentes et qui peuvent être soumises à un écoulement dès la mise en charge de l'ouvrage. Lorsqu'une érosion de contact s'initie, des particules du sol fin sont progressivement entraînées et transportées à travers les pores du sol grossier. Ce processus génère des cavités, des tassements, des fontis, ce qui dégrade la résistance mécanique du sol et, en conséquence, peut affecter l'intégrité et la sécurité de l'ouvrage.

Pour évaluer où et quand le risque d'érosion de contact est important, des études expérimentales ont été conduites sur des échantillons à petite échelle (du décimètre au mètre) par différents auteurs [1]-[3], [5] et [9]. Ces travaux mettent en évidence les critères hydrauliques et géométriques déterminant l'initiation de l'érosion en fonction du type de sol fin et de sol grossier impliqués. Ces critères fournissent un outil intéressant pour évaluer le risque d'occurrence de l'érosion de contact. Néanmoins, aucune expérience n'a à notre connaissance été menée à grande échelle (de l'ordre de la dizaine de mètres) sur une géométrie proche de celle d'un ouvrage réel. Ceci soulève un problème fondamental de la mécanique des sols : « quelle est la représentativité des essais de laboratoire par rapport au comportement d'un ouvrage réel ? ». Dans le contexte de l'érosion interne, deux questions motivent tout particulièrement nos travaux : « Quelle est l'influence de l'échelle spatiale sur l'initiation de l'érosion ? Comment se développe et se propage ce phénomène au sein d'une digue réelle ? ». Pour répondre à ces questions, neuf essais à grande échelle ont été conduits au sein du Centre d'Analyse Comportementale des Ouvrages Hydrauliques de la Compagnie Nationale du Rhône en 2010 et 2011, financés par la CNR, EDF et le Projet National ERINOH. Cette campagne expérimentale a d'abord mis en évidence l'absence d'influence significative de l'échelle spatiale sur le processus. Ensuite, elle a démontré que l'initiation d'une érosion de contact à l'interface noyau/fondation d'un ouvrage pouvait mener à la rupture rapide (en quelques heures) de celui-ci *via* le développement d'un renard hydraulique (conduit traversant reliant *in fine* amont et aval).

Cette première conclusion, tirée d'essais pas totalement représentatifs des cas réels (recharge inexistante ou très faible) suggérait que, sous certaines conditions, le risque de rupture était possible. Or, à notre connaissance, aucune rupture rapide d'ouvrage hydraulique n'a jusqu'à présent pu être attribuée avec certitude à l'érosion de contact. Il est donc probable que d'autres mécanismes soient en jeu au sein des ouvrages réels et permettent d'éviter ce scénario de rupture. C'est pourquoi une campagne expérimentale a été initiée en 2012 pour étudier l'influence de la recharge granulaire sur le processus global d'érosion de contact au sein d'une digue. En effet, outre son rôle sur la stabilité mécanique de l'ouvrage, une recharge granulaire peut également servir de filtre et limiter ainsi le transport de particules.

Cette communication écrite présente le dispositif expérimental utilisé puis décrit le processus d'érosion de contact observé. L'influence du type de recharge mise en place sur la digue expérimentale est ensuite étudiée. Des conclusions sont finalement tirées de ces travaux et une première méthode de dimensionnement de la recharge est proposée.

Dispositif expérimental

Structure

Le dispositif expérimental est constitué d'une structure en béton armé ouverte sur sa face avant et sa face supérieure, délimitant un volume de 4 m de largeur, 8 m de longueur et 2,25 m de hauteur. A l'intérieur de ce volume, les matériaux constituant la digue expérimentale sont mis en place par couches successives et compactées pour atteindre les densités souhaitées.



FIGURE 1: DISPOSITIF EXPÉRIMENTAL

Les essais ont été réalisés à charge hydraulique constante. Le niveau d'eau amont était régulé au sein d'un réservoir connecté à la digue au travers d'une grille en partie basse. Du côté aval, le pied de digue communiquait avec un réservoir de sédimentation équipé d'un large déversoir permettant de limiter les variations du niveau d'eau à seulement quelques centimètres. L'essai consistait à augmenter le niveau d'eau dans le réservoir amont par paliers successifs, imposant ainsi des gradients hydrauliques croissants à l'ouvrage.

Géométries des digues expérimentales testées

Les essais 1 à 3 ont été réalisés avec une couche de gravier de 20 cm d'épaisseur mise en place au fond du dispositif, recouverte par une couche de limon de 2 m d'épaisseur. Un échantillon de géométrie similaire à celle des essais de laboratoire décrits dans la littérature est ainsi obtenu, mais avec des dimensions multipliées par un facteur 10. Ces essais étaient axés sur l'initiation de l'érosion de contact, comme décrits dans [1] et ne seront pas détaillés ici. On peut juste retenir qu'il n'y a pas d'effet d'échelle significatif sur le seuil d'initiation en vitesse.

Les essais 4 à 7 ont ensuite été menés avec un talus en limon de pente 1/3 recouvert par une couche de 20 cm de recharge en gravier, comme illustré par la Figure 1. Cette recharge était simplement déversée sur le noyau et la couche de fondation. Ces essais se sont concentrés sur l'étude du processus d'érosion dans son ensemble et notamment sur la phase de progression une fois l'initiation de l'érosion constatée.

Enfin, les essais 8 à 12 ont été réalisés en s'intéressant spécifiquement à l'influence de la recharge sur le processus. La mise en place d'un géotextile sur le parement a d'abord été testée puis l'épaisseur et la granulométrie de la recharge ont été modifiées.

Pour tous les essais, la couche de fondation était continue depuis la grille de sortie du réservoir amont jusqu'à la grille d'entrée du réservoir aval.

Nature et état des sols utilisés

Le gravier utilisé pour la couche de fondation drainante était du gravier 20/40 mm, roulé, avec une distribution granulométrique étroite (Cu < 2) (*cf.* Figure 2) et une perméabilité de l'ordre de K = 1 m×s^{-1}. Le sol fin constituant le noyau de la digue était un sable-limoneux, provenant de dragages du Rhône (limon de Bourg-Lès-Valence noté BLV), très érodable, avec un diamètre médian d_{50} = 0.14 mm (d_{85} = 0.28 mm), une distribution granulométrique étendue (Cu ~ 85) et seulement légèrement cohésif (valeur au bleu V_{BS} = 0,3). Des essais d'érosion de contact à petite échelle ont montré que ce sol était facilement érodable (*cf.* [1]). Il a été installé par couches successives de 20 cm d'épaisseur, compactées par 8 passes d'un rouleau vibrant de type PV2, afin d'obtenir une densité sèche de 1 520 kg×m^{-3} (i. e. 92 % de la densité de l'Optimum Proctor Normal). Ce compactage était contrôlé par une vingtaine de mesures de densité à la trousse coupante par essai. L'interface entre ces deux sols constitue une discontinuité granulométrique marquée garantissant que l'érosion de contact est géométriquement possible. On voit que ces essais ont été menés dans des conditions particulièrement favorables au développement d'une érosion du noyau. La recharge était constituée soit d'un gravier identique à celui de la fondation, soit d'une grave sableuse, à granulométrie étendue (d_{50} = 13.5 mm, d_{15} = 1 mm, Cu ~ 33).

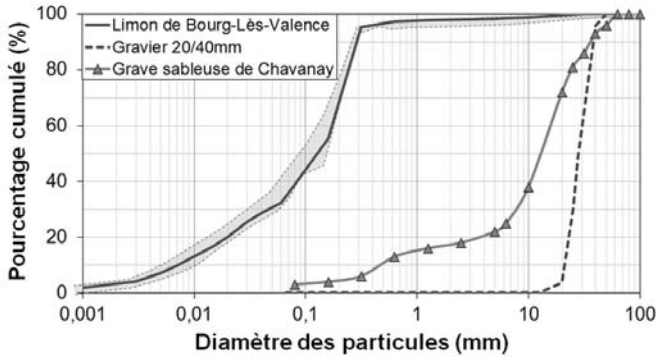


FIGURE 2: GRANULOMETRIE DES SOLS UTILISES

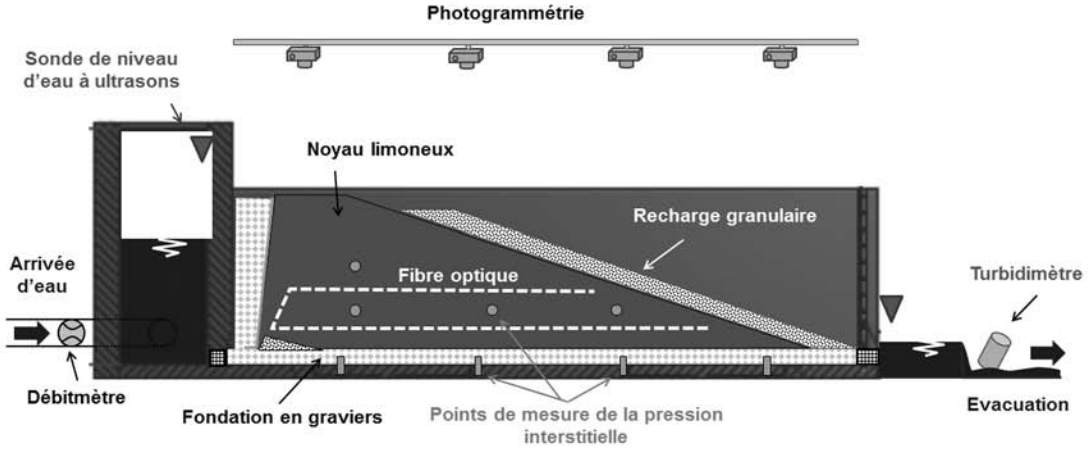


FIGURE 3: SCHEMA ET INSTRUMENTATION DU MODELE

Instrumentation

Comme représenté dans la Figure 3, une instrumentation très complète avait été mise en place sur le dispositif expérimental. Le chargement hydraulique était caractérisé par une mesure du débit entrant, des niveaux d'eau amont et aval et de la pression interstitielle en 12 points de la couche de fondation et en 5 points du noyau. L'initiation et la cinétique de l'érosion de contact étaient suivies par une mesure de turbidité de l'effluent pour estimer la quantité de matériaux transportés en suspension et par une collecte régulière des particules grossières transportées puis déposées dans le réservoir aval.

La topographie de l'ouvrage était régulièrement relevée par un dispositif de photogrammétrie, dans le but d'identifier de possibles tassements et fontis. Cette topographie était complétée par des mesures de déformations des couches de limon réalisées grâce à une fibre optique installée au cœur du noyau. Finalement, des paramètres physiques pouvant être influencés par l'érosion comme la température le long de la fibre optique ou la résistivité électrique étaient également mesurés.

Protocole expérimental

L'essai débutait par la saturation en eau de la base du modèle. Du gaz carbonique était d'abord injecté dans la couche de fondation pour évacuer l'air. Le niveau d'eau était ensuite progressivement augmenté jusqu'à recouvrir la couche de fondation et les 10 premiers centimètres du noyau limoneux. L'excellente solubilité du gaz carbonique dans l'eau évite le piégeage de bulles d'air sous le noyau limoneux. Des essais d'érosion de contact à petite échelle ont montré que ces bulles d'air apportaient une protection au sol fin et favorisaient sa résistance à l'érosion [1]. L'objectif initial de ces essais est de représenter le comportement de digues en charge au sein desquelles les éventuelles bulles d'air piégées disposent de plusieurs semaines, voire mois, pour se dissiper. Pour représenter le comportement de digues « sèches », au sein desquelles des bulles d'air peuvent être piégées au moment de la crue, cette injection de CO_2 serait à proscrire.

Après l'injection, le niveau dans le réservoir amont était ensuite augmenté, généralement toutes les 24 heures, jusqu'à ce que l'ouvrage soit sévèrement dégradé ou jusqu'à ce que le gradient hydraulique global maximal soit atteint (~ 0,23).

Etude du processus d'érosion de contact

Résultats des essais 4 à 7

Les principales mesures réalisées durant l'essai 4 ont été représentées sur la Figure 4 et illustrent le processus d'érosion observé durant la majorité des essais. Au début de l'expérience, à chaque palier, le niveau d'eau dans le réservoir amont était maintenu constant et le débit transitant à travers le modèle restait stable. De brefs pics de turbidité ont été mesurés à chaque changement de palier mais la turbidité retombait ensuite rapidement à une très faible valeur. A la 195ème heure de l'essai, pour un gradient hydraulique global de 0,17, la turbidité a soudainement augmenté puis le débit s'est mis à croître, indiquant une augmentation de la perméabilité globale du modèle.

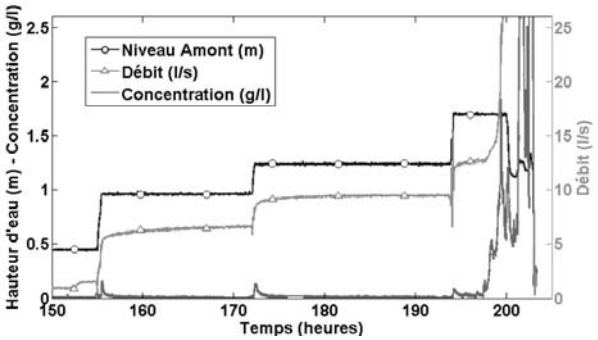


FIGURE 4: EVOLUTION TEMPORELLE DU NIVEAU D'EAU DANS LE RÉSERVOIR AMONT, DU DÉBIT ET DE LA CONCENTRATION EN MATIÈRES EN SUSPENSION (ESTIMÉE D'APRÈS LA MESURE DE TURBIDITÉ)

A ce moment, une venue d'eau est apparue dans la recharge et s'est rapidement intensifiée. L'écoulement a entraîné les graviers qui constituaient la recharge et, après une période de quelques minutes à un peu moins d'une heure suivant les essais, un véritable conduit est devenu visible (*cf.* Figure 5). Le débit maximum que peut fournir l'alimentation en eau était finalement atteint et le niveau d'eau commençait à diminuer dans le réservoir amont signifiant la fin de l'essai à charge constante.



FIGURE 5: APPARITION DU RENARD HYDRAULIQUE APRÈS RUPTURE DE LA RECHARGE LORS DE L'ESSAI 4

Un comportement similaire a été observé lors de l'essai 6 (*cf.* Tableau 1). Durant l'essai 5, aucun conduit n'a été observé mais une forte érosion régressive de la pointe du noyau en limon s'est développée. L'essai 7 a été conduit avec un limon différent, le limon d'Ampuis, beaucoup plus cohésif que le limon de Bourg-Lès-Valence et très peu de sol a été érodé

(< 10 kg). La fraction argileuse du limon d'Ampuis (< 2 µm) est de l'ordre de 12 % de la granulométrie complète contre 3 % pour le limon de Bourg-lès-Valence.

Description du processus

Une description phénoménologique du processus a été bâtie de façon cohérente avec les observations du phénomène à différentes échelles et les mesures présentées ci-dessus. Le processus d'érosion a ainsi été décomposé en quatre phases.

Lors de la première phase, de brefs pics de turbidité sont observés au moment des changements de paliers, indiquant une initiation momentanée de l'érosion. Le débit transitant dans l'ouvrage reste stable : la perméabilité globale n'évolue pas. La quantité de sol érodé et collecté est faible et diminue avec le temps à chaque palier. Cette phase correspond donc à l'entraînement des particules les plus érodables (principalement celles de petites tailles), peu liées à leurs voisines et localisées dans des zones d'écoulement intense. Les particules plus résistantes ou moins exposées ne sont pas entrainées et deviennent progressivement majoritaires, ce qui conduit donc à la décroissance temporelle de l'érosion ([1] et [5]).

Une phase de transition a ensuite été identifiée lorsque la quantité de particules érodées commence à augmenter notablement. Des tassements ponctuels sont détectés et parfois une érosion régressive du pied de digue. L'intensité de l'érosion continue néanmoins à diminuer avec le temps. Cette phase est plus ou moins bien repérée selon les essais.

Une phase de progression débute ensuite lorsque l'on mesure une augmentation de la turbidité avec le temps, coïncidant avec une augmentation du débit. Cette phase serait associée à l'apparition d'une cavité dans le noyau en limon, juste au-dessus de la couche de fondation. A l'interface, des particules de limon sont détachées et entraînées à travers la couche de fondation par l'écoulement. Une cavité se forme à la base du noyau. L'écoulement se concentre alors dans cet espace de moindre résistance hydraulique, provoquant une augmentation des vitesses d'écoulement. Tant que la cavité se maintient, un processus instable est en place : la cavité draine une plus grand part de l'écoulement, ce qui accélère la vitesse à laquelle ses parois s'érodent et donc son grandissement. Si la cavité s'effondre, le phénomène s'arrête et laisse une zone du noyau décompactée et fragilisée, lieu privilégié pour le développement d'une future cavité. Dans le cas contraire, elle se propage jusqu'à traverser de part en part le noyau en limon, sous la forme d'un véritable renard hydraulique. Le développement de ce conduit est identifié d'après l'augmentation du débit et de la turbidité, d'après les mesures de pression interstitielles qui indiquent une perte de charge plus faible dans la zone où la cavité est présente et d'après les mesures de déformation par fibre optique, permettant de localiser les zones de propagation. Enfin, lorsque la structure est démontée, le conduit est mis à jour à un emplacement concordant avec les mesures de déformation (*cf.* Figure 6).

Lors de la dernière phase, le conduit interagit avec la recharge. Celui-ci traverse l'ensemble du noyau et draine un fort débit, chargé de matière en suspension, jusqu'à l'extrémité du parement en limon. En fonction du type de recharge utilisé, le processus s'arrête, ralentit, ou mène à la rupture.



FIGURE 6: OBSERVATION DU CONDUIT LORS DU DÉMONTAGE DE L'ESSAI 6

Influence de la recharge

Recharge fine (< 50 cm) : essais 4 à 9

Lors des essais 4 à 7 la recharge granulaire était constituée d'une couche de gravier 20/40 mm de 20 cm d'épaisseur. Dans cette configuration, lorsqu'un conduit s'est développé dans le noyau, la recharge s'est rapidement colmatée. La pression interstitielle a augmenté sous la recharge, entraînant l'apparition d'un fort gradient à travers celle-ci. Les graviers de la recharge ont alors été entraînés par l'écoulement jusqu'à laisser apparaître le conduit à l'air libre, menant rapidement à la rupture de l'ouvrage (Figure 5).

L'essai 8 a été réalisé en mettant en place un géotextile sur le parement en limon avant de la recouvrir par une recharge granulaire identique aux précédentes (20 cm de gravier 20/40 mm). Le géotextile possède un rôle de filtration et retient les particules de limon transportées par l'écoulement. Celui-ci a donc rapidement été colmaté, provoquant une augmentation de la pression interstitielle. A ce moment, le géotextile a été soulevé, du fait de la trop faible épaisseur de recharge en gravier mais surtout du manque d'ancrage du géotextile, lié à la faible largeur du modèle (4 m). Sur les ouvrages réels, l'ancrage latéral et en pied de digue du géotextile aurait pu permettre d'éviter ce soulèvement par effet membrane [4].

L'essai 9 a été conduit avec une recharge intermédiaire, constituée d'une couche de 30 cm d'épaisseur de gravier 2/6 mm puis d'une couche de 20 cm d'épaisseur de gravier 20/40 mm. Malgré son épaisseur plus importante, la propagation du conduit a entraîné une rupture de la recharge similaire à celles des essais 4 et 6.

Recharge épaisse : essais 10 à 12

Les essais 10 à 12 ont été réalisés avec une recharge épaisse (130 cm), constituée d'une grave sableuse similaire aux matériaux rencontrés sur une partie des digues du Rhône,

compactée par couches successives de 25 cm par 6 passes d'un rouleau vibrant de type PV2. Ce compactage était contrôlé par des essais penétrométriques visant à respecter l'objectif de compactage Q3 (*cf.* [7]) et dont la valeur moyenne constatée était de l'ordre de 10 MPa.

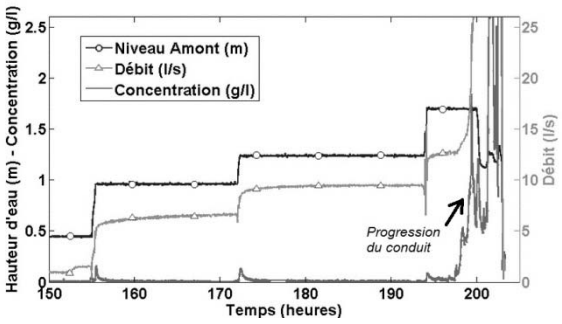


FIGURE 7: EVOLUTION TEMPORELLE DU NIVEAU D'EAU DANS LE RÉSERVOIR AMONT, DU DÉBIT ET DE LA CONCENTRATION EN MATIÈRES EN SUSPENSION (ESTIMÉE D'APRÈS LA MESURE DE TURBIDITÉ) LORS DE L'ESSAI 10

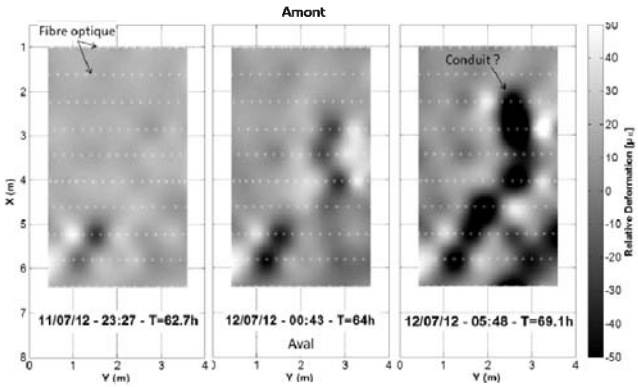


FIGURE 8: CHAMPS DE DÉFORMATION RELATIVE PAR RAPPORT AU TEMPS T = 59H OBTENU PAR INTERPOLATION DES MESURES PAR FIBRE OPTIQUE SUR UN PLAN HORIZONTAL LOCALISÉ À 20 CM AU-DESSUS DE LA BASE DU NOYAU, DURANT L'ESSAI 11.

Les mesures obtenues durant l'essai 10 ont été représentées sur la Figure 7 et permettent d'illustrer le comportement observé lorsqu'une recharge épaisse est utilisée. Les brefs pics de turbidité, caractéristiques de la première phase du processus, ont été identifiés lors des deux premiers paliers.
Lors du 3ème palier, un pic de turbidité a été détecté à la 64ème heure de façon concomitante avec une augmentation du débit. Au même moment des déformations ont été détectées par la fibre optique au sein du noyau limoneux : la figure 8 représente un champ de déformation du sol selon l'axe Y, obtenu par interpolation des mesures fournies par la nappe de fibre optique sur un plan horizontal localisé à 20 cm au-dessus de la couche de fondation. Ce champs est représenté à trois instants successifs et montre l'apparition de déformations à la fois en traction et en compression, générées par le développement du conduit.

Les mesures de pression interstitielle ont permis de détecter une augmentation de pression à l'aval (Figure 9). Ces observations sont similaires à celles réalisées lors des essais 4 à 9 lorsqu'un conduit s'est formé pour mener à la rupture de la recharge. Cette fois-ci, ce scénario n'a pas été observé. Le débit, après avoir brièvement augmenté, s'est mis à diminuer. La turbidité a continué à fluctuer mais sans augmentation significative. Au démontage, des fontis ont été observés en surface du noyau en limon, des zones de sol décompacté et remanié ont également été identifiées mais aucun conduit encore en place n'était visible (Figure 10).

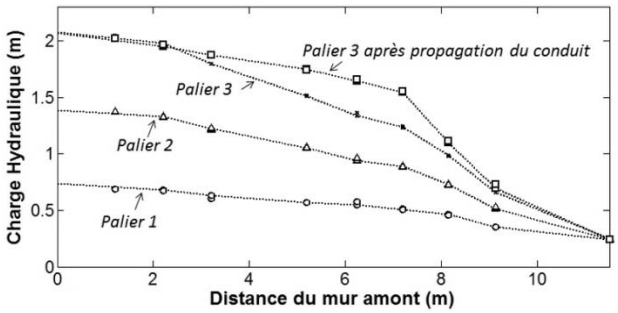


FIGURE 9: LIGNES DE CHARGE HYDRAULIQUE CALCULÉES D'APRÈS LES MESURES DE PRESSION INTERSTITIELLE DANS LA COUCHE DE FONDATION LORS DE L'ESSAI 10

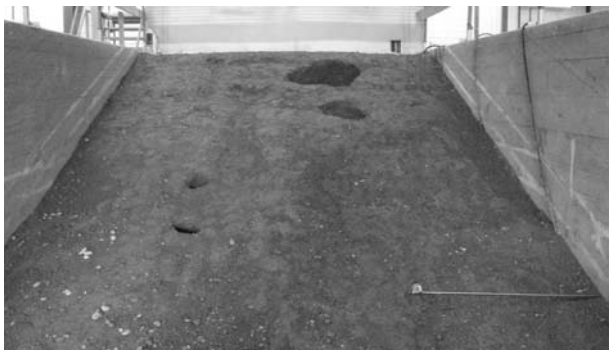


FIGURE 10: SURFACE DU NOYAU EN LIMON APRÈS LE RETRAIT DE LA RECHARGE LORS DU DÉMONTAGE DE L'ESSAI 10

Lors de l'essai 11, une venue d'eau a été observée dans le parement, qui a rapidement formé un chenal de ravinement (Figure 11). Cette fuite a toutefois diminué en intensité après quelques heures jusqu'à s'arrêter complètement. Malgré la forte dégradation de la recharge, celle-ci est restée stable à charge hydraulique maximale jusqu'à la fin de l'essai.
Les mesures de densité effectuées lors de la construction de ce modèle indiquent un compactage moins bon que pour les essais 10 et 12, aussi bien dans le noyau que dans la recharge. Ceci pourrait expliquer ce comportement différent.

TABLEAU 1: SYNTHESE DES ESSAIS A GRANDE ECHELLE

Essai	Noyau	Fondation	Recharge : épaisseur	Recharge : matériau	Durée	Date	Résultat
4	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	20 cm	Gravier 20/40 mm	200 h	11/2010	Renard hydraulique, rupture de la recharge
5	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	20 cm	Gravier 20/40 mm	200 h	01/2011	Erosion régressive
6	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	20 cm	Gravier 20/40 mm	35 h	02/2011	Renard hydraulique, rupture de la recharge
7	Limon d'Ampuis	Gravier 20/40 mm	20 cm	Gravier 20/40 mm	336 h	03/2011	Pas d'érosion
8	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	20 cm	Géotextile + Gravier 20/40 mm	114 h	04/2011	Renard hydraulique, rupture de la recharge
9	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	30 cm + 20 cm	2/6 mm + 20/40 mm	120 h	06/2011	Renard hydraulique, rupture de la recharge
10	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	130 cm	Grave sableuse	220 h	07/2012	Renard hydraulique, pas de rupture
11	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	130 cm	Grave sableuse	95 h	08/2012	Renard hydraulique, fuite dans le parement mais pas de rupture
12	Limon de BLV	Gravier 20/40 mm	130 cm	Grave sableuse	100 h	10/2012	Renard hydraulique, pas de rupture



FIGURE 11: VENUE D'EAU ET RUISSÈLEMENT A LA SURFACE DE LA RECHARGE LORS DE L'ESSAI 11

Dimensionnement de la recharge

Les recharges des ouvrages existants sont généralement constituées d'une épaisseur conséquente de matériau à granulométrie étendue similaire à celle des essais 10 à 12. Dans cette configuration, les résultats obtenus montrent que la recharge peut ralentir ou même stopper le processus d'érosion. Toutefois, les ruptures rapides que nous avons observées avec des recharges plus fines (essais 4, 6, 8 et 9) illustrent l'importance de l'épaisseur de cet élément dans la sécurité de l'ouvrage. A ce titre, il paraît primordial de déterminer quelles sont les conditions nécessaires pour garantir sa tenue.

Ces conditions dépendent du mécanisme responsable de la rupture. Lors des essais 6, 8 et 9, l'apparition de la fuite dans le parement est brutale. Il paraît dans ce cas raisonnable de considérer une rupture par claquage hydraulique, ou boulance Lorsque le conduit traverse l'intégralité du noyau, il draine un important débit chargé en matières en suspension qui colmate la recharge. La pression interstitielle augmente en conséquence jusqu'à ce qu'un état de contrainte effective nulle soit atteint. A ce moment, la recharge rompt par claquage hydraulique. En considérant ce mécanisme, une méthode de dimensionnement peut être proposée.

Une hypothèse conservative est d'abord faite, celle d'un conduit ouvert traversant le noyau de part en part et qui se termine sous une recharge entièrement colmatée. La charge hydraulique sous la recharge est alors directement égale à celle du réservoir amont. L'épaisseur de la recharge nécessaire pour que la contrainte effective reste positive à sa base peut ainsi être calculée :

$$\begin{gathered}\sigma_r \geq u \\ e_{pr}\,\rho_r\,g\cos^2(\beta) \geq (H_{amont} - z_{base})\,\rho_w\,g \\ e_{pr} \geq \frac{(H_{amont} - z_{base})\,\rho_w}{\rho_r \cos^2(\beta)}\end{gathered} \quad (1)$$

avec σ_r (Pa) la contrainte appliquée par la recharge sur une surface parallèle à la pente, u (Pa) la pression d'eau, e_{pr} (m) l'épaisseur de la recharge, ρ_r et ρ_w (kg×m^{-3}) les masses volumiques de la recharge et de l'eau, g (m×s^{-2}) la gravité, β (°) la pente du talus, H_{amont} (m) la charge hydraulique dans le réservoir amont, z_{base} (m) l'altitude de la base de la recharge

au point de rupture supposé. L'application numérique pour ρ_r = 2000 kg×m^{-3}, H_{amont} = 2,1 m, z_{base} = 0,4 m, β = 18°donne e_{pr} > 0,94 m. Ce critère de dimensionnement est cohérent avec les résultats présentés ci-dessus : rupture pour les essais 4 à 9 qui possèdent une recharge inférieure à 0,50 m et stabilité pour les essais 10 et 12 munis d'une recharge de 1,3 m d'épaisseur.

Cependant, la venue d'eau observée à travers le parement lors de l'essai 11 survient alors que la contrainte effective est nettement supérieure à zéro. Ce phénomène ne peut donc pas être expliqué par le mécanisme de claquage présenté ci-dessus. A la fin de l'essai, lors du démontage de la recharge, des zones très localisées où le sol était délavé ainsi que des dépôts limoneux ont été identifiés. Ces observations pourraient s'expliquer par l'apparition d'écoulements préférentiels intenses qui ont provoqué un transport de limon depuis le noyau mais aussi une suffusion du matériau de la recharge. Cette fuite pourrait donc être attribuée aux hétérogénéités de la recharge, liées à la construction de l'ouvrage ou liées au phénomène d'érosion lui-même. En effet, dans le processus décrit ci-dessus, des cavités se forment dans la zone d'interface puis s'effondrent, générant des tassements et une déstructuration du sol dans les couches supérieures. Ces tassements favorisent donc l'existence de zones ou de fissures nettement plus perméables.

Même si au final la recharge est restée stable durant l'essai 11, elle a été largement dégradée par le ravinement. Ce phénomène est donc à analyser en détail pour en déterminer les causes et pouvoir l'anticiper. Ceci illustre aussi l'importance de l'homogénéité du matériau en place pour la stabilité de l'ouvrage. Des hétérogénéités peuvent apparaître suite à l'érosion de l'ouvrage mais aussi en fonction de la variabilité du stock de matériau utilisé et des méthodes de construction employées (ségrégation du matériau lors sa mise en place, qualité du compactage…). L'apparition de cette fuite illustre un autre point important, car elle a probablement été favorisée par l'instabilité du matériau de la recharge utilisé, qui ne respecte pas les critères géométriques de stabilité interne [6]. Cette instabilité permet le développement de suffusion qui modifie les caractéristiques hydrauliques mais aussi mécaniques du matériau.

Conclusion

Une première série d'essais sur un modèle physique de digue soumis à une charge constante a montré que l'initiation d'une érosion de contact peut, dans certaines conditions, mener à une rupture rapide (en quelques heures) de l'ouvrage *via* la formation d'un renard hydraulique. Des essais complémentaires ont été réalisés pour tester l'influence de la recharge sur ce processus et ont montré qu'une recharge d'épaisseur suffisante permet de stopper, ou tout au moins de ralentir, le processus de rupture.

Pour dimensionner l'épaisseur de la recharge nécessaire, une condition de stabilité au claquage hydraulique a été proposée. Un essai a toutefois montré que, lorsque cette condition est respectée, une importante fuite peut traverser et dégrader la recharge. Durant cet essai, ce phénomène n'a pas mis en cause la stabilité de l'ouvrage. Toutefois ce résultat montre que le critère proposé n'est probablement pas suffisant et que d'autres mécanismes de rupture de la recharge sont à prendre en compte.

Ces résultats illustrent aussi la nécessité d'un drainage efficace de la recharge pour éviter l'apparition des fortes surpressions et des dégradations consécutives observées.

Remerciements

Les auteurs remercient la Compagnie National du Rhône , EDF ainsi que le projet National ERINOH pour le financement de ces essais.

Références

[1] Beguin R. (2011). *Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre.* Thèse de doctorat de l'Université de Grenoble, France.

[2] Bezuijen A., Klein Breteler M., Bakker K.J. (1987). *Design criteria for placed block revetments and granular filters*. Proc. 2nd Int. Conf.on Costal & Port Eng.in Dev. Countries, Beijing.

[3] Brauns J. (1985). *Erosionsverhalten geschichteten Bodens bei horizontaler Durchstromung*. Wasserwirtschaft, Vol. 75, pp. 448-453

[4] Chareyre, B., Briancon L., Villard, P. (2002). *Theorical versus experimental modeling of the anchorage capacity of geotextiles in trenches*. Geosynthetics International, Vol. 9(2), pp. 97-123.

[5] Guidoux C., Faure Y.-H., Beguin R., Ho C.-C. (2010). *Contact erosion at the interface between granular coarse soil and various base soils under tangential flow condition.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 136(5), pp. 741-750.

[6] Li, M., Fannin, R. J. (2008). *Comparison of two criteria for internal stability of granular soil*, Canadian Geotechnical Journal, Vol 45(9), pp. 1303-1309.

[7] Norme NF-P94-105, Sols : reconnaissance et essais - Contrôle de la qualité du compactage - Méthode au pénétromètre dynamique à énergie variable - Principe et méthode d'étalonnage du pénétromètre - Exploitation des résultats – Interprétation

[8] Sherard J.L., Dunningan L.P., Talbot J.R. (1984). *Basic properties of sand and gravel filters*, Journal of Geotechnical Engineering-ASCE, Vol 110(6), pp. 684-700.

[9] Wörman A., Olafsdottir R. (1992). *Erosion in a granular medium interface.* Journal of Hydraulical Research, Vol. 30(5), pp. 639-655.

Mots-clés

Erosion de contact, Recharge granulaire, Modèle physique, Echelle de l'ouvrage

Principes de modélisation hydraulique d'une ou plusieurs brèches de digues dans Telemac2D : application à l'analyse de l'aléa inondation sur le secteur de la Pège (pays de Saint-Gilles-Croix-de-Vie)

Hydraulic modeling principles of one or more breaches with Telemac2D: application to the analysis of flood hazards on the sector of la Pège (country of Saint-Gilles-Croix-de-Vie)

Patrick Chasse[1], Cyril Vanroye[2]

[1] CETMEF, Compiègne, patrick.chasse@developpement-durable.gouv.fr
[2] DDTM de Vendée, Les Sables d'Olonne, cyril.vanroye@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La chaine de calculs Telemac2D permet la modélisation hydraulique de brèches dans les digues, mais n'intégrait pas encore de module spécifique pour le faire. Dans le cadre d'études spécifiques réalisées par le CETMEF, nous avons été amenés à proposer un principe de modélisation de brèches à partir de quelques paramètres simples décrits dans un fichier de données, ce qui permet de modéliser une ou plusieurs brèches, instantanées ou progressives, et de simuler facilement plusieurs scénarios de ruptures de digues à l'aide de Telemac2D.

Le principe proposé, dont l'intégration dans la chaîne Telemac a été réalisée en tant que module spécifique, sera présenté dans cette communication et son application à l'étude de plusieurs scénarios de rupture du cordon dunaire de la plage de la Pège servira d'illustration à cette méthodologie.

L'exploitation opérationnelle des résultats de la modélisation hydraulique du secteur de la Pège, réalisée par la Direction Départementale des Territoires et de la Mer de Vendée (DDTM 85), sera également décrite à la fin de la communication.

Abstract

The code Telemac2D allows hydraulic modelling breaching dikes, but did not yet include specific module to do so. In the context of specific studies by CETMEF, we were led to propose a modelling principle of breaches from a few simple parameters described in a data file, which allows to one or more breaches, instantaneous or progressive and easily simulate several scenarios of dike failures using Telemac2D code.

The proposed principle, which Telemac chain integration has been done as a specific module, will be presented in this communication, and its application to the study of several scenarios of breaches of the dune beach Pege will illustrate this methodology.

The operational use of hydraulic modelling results sector, conducted by the Departmental Direction of Territories and Sea of Vendée (DDTM 85), will also be described at the end of the communication.

Introduction

La modélisation hydraulique des ruptures de digues est une demande croissante, notamment pour la réalisation des études de danger qui sont devenues obligatoires pour les digues à enjeux depuis le décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007, mais également pour l'élaboration des cartes d'aléas dans le cadre des études de Plan de Prévention des Risques inondation.

Contrairement aux études de ruptures de barrages qui peuvent être réalisées en général avec des modèles 1D, les études de ruptures de digues, dont l'écoulement en aval de la brèche se propage dans la vallée protégée, nécessitent en général de réaliser une modélisation 2D compte tenu de la configuration des écoulements.

Si des outils simplifiés comme le code CastorDigue, développé par l'IRSTEA, permettent d'analyser rapidement

de nombreux scénarios, ils ne sont en général pas suffisamment précis pour fournir des résultats détaillés sur les conséquences d'une ou plusieurs brèches se produisant dans un système de défense contre les crues.

La modélisation 2D détaillée des écoulements en aval d'une brèche est donc souvent envisagée, mais les codes existants n'intègrent pas toujours cette fonctionnalité en standard, ce qui demande quelques efforts supplémentaires aux modélisateurs pour répondre à cette question.

C'est le cas du code Telemac2D, développé par EDF-LNHE en partenariat avec ARTELIA, le CETMEF, HR Wallingford, BAW et Daresbury Laboratory, qui n'intègrait pas de module spécifique de brèches dans sa version V6P1. La modélisation des brèches est toutefois possible, mais elle demande des développements dans des routines Fortran utilisateurs de la part du modélisateur.

C'est ce travail de développement que nous allons présenter dans cette communication et qui a été intégré dans la dernière version V6P2 de Telemac2D.

Historique des études réalisées par le CETMEF sur la modélisation des brèches dans les digues

Plusieurs études réalisées par le CETMEF sur les ruptures de digues l'ont conduit à réfléchir à la modélisation des brèches et à son automatisation.

Étude d'évaluation des débits et des volumes déversés sur les digues de Vendée et de Charente-Maritime lors de la tempête Xynthia des 27 et 28 février 2010

A la suite de la tempête Xynthia, le CETMEF a été sollicité pour participer à plusieurs actions, dont l'évaluation par modélisation hydraulique des débits et volumes d'eau déversés sur les digues, pour plusieurs sites de Vendée (Faute-sur-Mer, Aiguillon) et de Charente-Maritime (Boucholeurs, Port-des-Barques et Boyardville).

Les premiers sites traités ont concerné la Faute-sur-Mer et l'Aiguillon, où plusieurs brèches qui s'étaient produites pendant Xynthia ont du être intégrées à la modélisation (brèche des Caves sur l'Aiguillon, brèches de la Belle-Henriette sur la Faute-sur-Mer).

Ces premières modélisations de brèches ont été l'occasion de réfléchir à une première méthodologie à adopter pour une intégration dans le code Telemac2D.

Étude de plusieurs scénarios de brèches dans la digue Est de la Faute-sur-Mer, prenant en compte la rehausse prévue à 5.0 m NGF, dans le cadre de l'établissement du PPR submersions marines

Après les premières modélisations réalisées sur le tempête Xynthia, le Centre d'Études Techniques de l'Équipement de l'Ouest (CETE Ouest) et la Direction Départementale des Territoires et de la Mer de Vendée (DDTM 85) ont sollicité le CETMEF pour modéliser des scénarios de ruptures de la digue Est de la Faute-sur-Mer, qui a été rehaussée à la cote de 5.0 m NGF après la tempête Xynthia.

Cette étude a permis d'améliorer le principe de modélisation des brèches et de produire des cartes de hauteurs d'eau dont l'enveloppe a été exploitée pour l'étude du PPR.

Étude de plusieurs scénarios de brèches dans le cordon dunaire de la lagune Nord-Ouest de la Faute-sur-Mer, dans le cadre de l'établissement du PPR submersions marines

Toujours dans le cadre des études liées à l'établissement du PPR submersions marines de la Faute-sur-Mer, la DDTM 85 a demandé au CETMEF de modéliser plusieurs scénarios de ruptures du cordon dunaire de la lagune située au Nord-Ouest de la Faute-sur-Mer.

Comme pour l'étude précédente, la méthodologie de modélisation des brèches s'est affinée pour arriver à une version quasi-stabilisée qui est présentée dans la suite de la communication.

Principe retenu pour la modélisation des brèches dans les digues

Le principe retenu pour la modélisation des brèches dans Telemac2D est de représenter chaque brèche par une polyligne, dont la longueur correspond à l'ouverture finale de la brèche, et qui servira de support à la création d'un polygone permettant de repérer les numéros des nœuds du maillage qui sont inclus dans ce polygone.

Un préalable à ce principe est que le maillage doit s'appuyer sur les digues et qu'il doit y avoir plusieurs nœuds de maillage dans le sens transversal à la digue. Pour représenter correctement les digues, et notamment leur topographie, les digues sont maillées avec un maillage dit « de zone », qui consiste à avoir des mailles plus longues dans le sens de la longueur que dans le sens de la largeur.
Le figure 1 ci-dessous présente un maillage typique dit « de zone » pour représenter une digue.

Les brèches sont créées en réalisant une érosion des fonds par le haut sur la durée de création déclarée par l'utilisateur. L'ouverture de la brèche par élargissement n'est donc pas représentée dans le module brèches de Telemac2D.

Trois types de brèches sont proposés :

- option 1 : la brèche est créée à un instant fixe donné par l'utilisateur dans le fichier des brèches;
- option 2 : la brèche est créée lorsqu'il y a surverse sur la digue, donc l'instant de début de la brèche est calculée en fonction du niveau d'eau sur la digue;

- option 3 : la brèche est créée lorsque le niveau d'eau dépasse une certaine cote à un point de contrôle fixé par l'utilisateur dans le fichier des brèches.

Dans l'option « rupture par surverse », l'utilisateur déclare une cote de surverse dans le fichier des brèches, cote qui peut être différente de la cote de la crête de la digue, car elle peut correspondre à un point bas du profil en long de la digue.

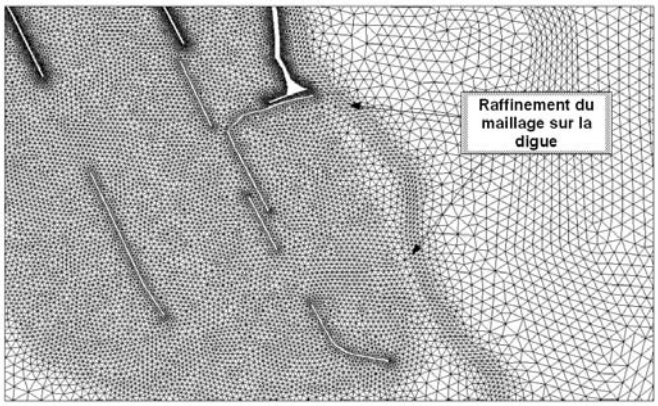


FIGURE 1: MAILLAGE DE ZONE POUR UNE DIGUE

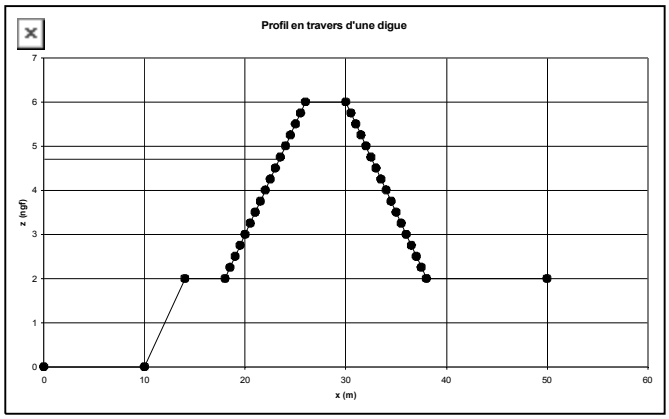


FIGURE 2 : PROFIL EN TRAVERS D'UNE DIGUE

La cote d'eau moyenne des points en eau de la digue est comparée, à chaque instant, à la cote de surverse déclarée par l'utilisateur, et si cette cote d'eau moyenne la dépasse, la création de la brèche démarre à cet instant.

La figure 2 ci-dessus illustre la manière dont la cote d'eau moyenne des points en eau de la digue est calculée. Dans ce calcul, seuls les nœuds en eau sur la digue sont pris en compte, à savoir ceux dont la hauteur d'eau est significative (hauteur d'eau strictement positive), ce qui permet d'obtenir une cote d'eau représentative (dans l'exemple de la figure 2, les nœuds hors d'eau ou se trouvant côté val ne sont pas pris en compte dans le calcul de la cote d'eau moyenne sur la digue).

Pour la mise en œuvre pratique du module « brèche » de Telemac2D, l'utilisateur doit définir les paramètres suivants dans le fichier des brèches, à savoir :

- le nombre de brèches
- la largeur d'emprise : elle sert à définir le polygone autour de chaque polyligne décrivant les brèches
- l'option de la brèche : 1, 2 ou 3
- l'instant de la brèche
- la durée de création de la brèche : si cette durée est nulle, il s'agit d'une brèche instantanée, sinon c'est une brèche progressive
- la cote de la crête : a priori la cote maximale de la crête de la digue, qui sert à l'interpolation linéaire des fonds en cas de brèche progressive
- la cote d'arase : cote finale de la brèche après ouverture totale de cette dernière
- la cote de surverse en cas d'option 2 : en général égale ou inférieure à la cote de la crête
- la description du point de contrôle en cas d'option 3 : les coordonnées x et y du point et la cote z de contrôle
- la description de la polyligne décrivant la brèche : le nombre de points décrivant la polyligne et les coordonnées x et y de chaque point

Chaque brèche est décrite par une polyligne dont la longueur correspondra à la largeur de la brèche. A partir de cette polyligne, on créé un polygone dont la largeur correspond à la largeur de l'emprise donnée dans le fichier des paramètres. Ce polygone sert ensuite à sélectionner tous les nœuds du maillage qui sont à l'intérieur de celui-ci et dont la cote des fonds va être modifiée au fur et à mesure de la création de la brèche.

La création de la brèche se fait donc bien par abaissement de la crête de la digue et non pas par ouverture latérale progressive.

La figure 3 ci-dessous présente une coupe en travers d'un cours d'eau qui illustre un exemple de création d'une brèche progressive dans une digue.

Application au cas de la Pège

La DDTM 85 a demandé au CETMEF de réaliser une modélisation hydraulique du secteur de la Pège (pays de Saint Gilles-Croix-de-Vie), dont une partie de la population avait été évacuée lors de la tempête Joachim de décembre 2011, dans le but de préciser l'aléa inondation en cas de ruptures du cordon dunaire.

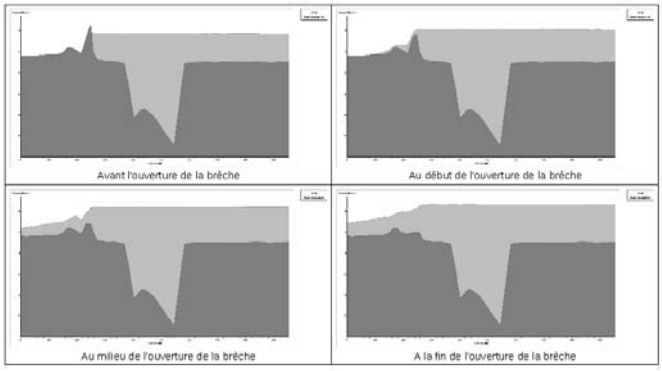


FIGURE 3 : EXEMPLE DE CRÉATION PROGRESSIVE D'UNE BRÈCHE DANS UNE DIGUE

Trois scénarios de ruptures du cordon dunaire ont été simulés pour deux niveaux de mer différents, l'un à la cote de 4.20 m NGF correspondant à Xynthia, et l'autre à la cote 5.10 m NGF pour tenir compte de l'effet de la houle sur les entrées d'eau par les brèches.

Cette étude a été l'occasion de mettre en œuvre la méthodologie de modélisation des brèches décrite précédemment.

Les scénarios de ruptures du cordon dunaire sont les suivants :

- rupture généralisée du cordon dunaire sur 900 m dès le début de la simulation;
- brèche au nord sur 100 m se produisant 2 heures avant la pleine mer;
- brèche au sud sur 100 m se produisant 2 heures avant la pleine mer.

La durée de création des brèches a été fixée arbitrairement à 15 minutes et les cotes d'arase des brèches ont été fixées à la cote moyenne du terrain naturel derrière le cordon dunaire.

Les résultats ont été présentés sous forme de cartes de hauteurs d'eau et de vitesses, et ont été fournis à la DDTM 85 sous forme de tables MapInfo.

La figure 4 ci-dessous présente l'emprise de la zone inondée avec le champ de vitesses dans le cas de la ruine généralisée du cordon dunaire sur 900 mètres.

Cette étude a permis d'explorer plusieurs scénarios de ruptures du cordon dunaire du secteur de la Pège, dont les résultats de la simulation ont ensuite été exploités par la DDTM 85 en terme d'analyse de risques d'inondation de ce secteur.

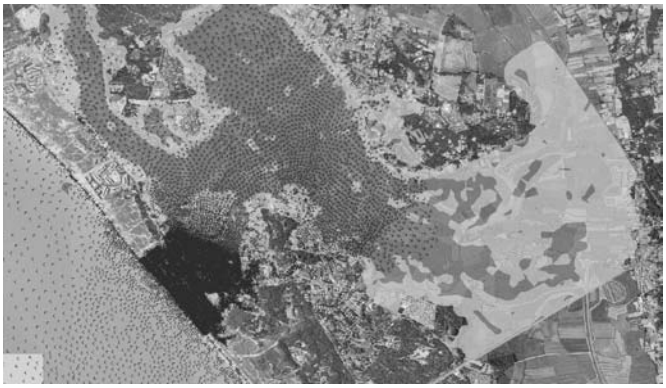


FIGURE 4 : RUINE DU CORDON DUNAIRE – VITESSES D'ÉCOULEMENT

Cas de la Pège : valorisation des résultats de la modélisation hydraulique par la DDTM 85

Sur la base des résultats établis par le CETME, la DDTM de Vendée a analysé l'impact des franchissements sur le territoire.
Les objectifs poursuivis consistaient essentiellement à :

- déterminer le périmètre inondé,
- identifier les secteurs soumis à la submersion,
- évaluer les conséquences de la défaillance du cordon dunaire sur les zones habitées.

Les résultats obtenus sont destinés à permettre de construire le programme d'actions de prévention des risques sur ce secteur, tant en matière de préparation à la crise que de choix de modalités de travaux de protection.

Il ressort des éléments fournis, que l'emprise de la submersion déterminée à partir des hypothèses de brèches est plus étendue que celle précédemment évaluée au travers de l'atlas des zones inondables par submersion marine, améliorant ainsi notoirement la connaissance de l'aléa.

La formation d'une brèche remet en communication la mer avec le marais arrière-littoral et reconstitue le fonctionnement naturel d'un ancien exutoire comblé par la dynamique sédimentaire.

Sur le périmètre inondé, la submersion reste à un niveau modéré, entre 0,5m et 1,0m, mais des dépressions naturelles présentent des hauteurs d'eau supérieures à 1,0m.

Sur la base de ces éléments de connaissance de l'aléa, le maître d'ouvrage de défense contre la mer a procédé à la mise en œuvre d'un programme de réhabilitation du site dunaire, la commune a finalisé son plan communal de sauvegarde (P.C.S.) et l'État a lancé l'élaboration du plan de prévention des risques (P.P.R.).

Conclusion

Les différentes études réalisées par le CETMEF sur des scénarios de ruptures de digues ou de cordons dunaires ont permis de mettre au point une méthodologie de modélisation des brèches intégrée au code Telemac2D.

Cette méthodologie se veut principalement être une réponse pragmatique aux besoins de l'ingénierie et des bureaux d'études qui doivent répondre à des demandes de modélisation hydraulique de ruptures de digues.

Cette méthodologie a été mise en œuvre dans plusieurs études de modélisation hydraulique de brèches dans les digues, dont celle du cordon dunaire du secteur de la Pège, dont les résultats ont ensuite été exploités par la DDTM 85 à des fins opérationnelles.

Enfin, le développement réalisé dans le code Telemac2D est aujourd'hui inclus sous forme d'un nouveau module « breach » dans la dernière version V6P2.

Remerciements

Nous tenons à remercier les partenaires du CETE de l'Ouest et de la DDTM 85 qui nous ont permis de mettre au point la méthodologie de modélisation des brèches dans les digues ou les cordons dunaires.

Nous tenons également à remercier Christophe Coulet d'Artélia, sans qui l'intégration du module « breach » dans la version V6P2 de Telemac2D n'aurait pas été possible.

Références

[1] EDF-DRD (2010). Hydrodynamique bidimensionnelle – Logiciel Telemac2D – Version 6.0 – Manuel de l'utilisateur.

[2] Chassé P. (2012). Note explicative sur le module "brèche" de la version V6P1 de Telemac2D.

[3] *Projet de digue de la Faute-sur-Mer – Modélisation de ruptures de digue.* Novembre 2010, *CETMEF*

[4] *Modélisation hydraulique du secteur de la Pège – Étude de plusieurs scénarios de ruptures du cordon dunaire*. Juin 2012, CETMEF

Calculs pseudo-statiques par la méthode des blocs

Pseudo-static calculations by blocks method

J.F. Serratrice[1], D. Criado[2]

[1] CETE Méditerranée, Aix en Provence, jean-francois.serratrice@developpement-durable.gouv.fr
[2] DREAL Paca, Marseille, david.criado@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La communication présente des exemples de calculs de stabilité en mode pseudo-statique de remblais et de digues soumis à une accélération sismique, en se référant à des exemples tirés de la littérature. Les calculs ont été effectués par la méthode des blocs, qui présente l'avantage de fournir à la fois le coefficient de sécurité au glissement et l'accélération critique, tout en donnant une illustration réaliste du mécanisme de rupture. Des exemples historiques ont été recherchés afin de bénéficier d'un bon niveau de connaissance des données d'entrée concernant l'ouvrage, comme les propriétés mécaniques des sols, le contexte hydraulique et les conditions sismiques du site. Ces exemples fournissent également les mécanismes de rupture envisagés, voire les cinématiques de ruine observées, à partir des analyses qui en ont été effectuées. Le choix des exemples vise aussi à donner diverses illustrations des problèmes rencontrés dans ce type de modélisation ou mettre en évidence la sensibilité des calculs à certains paramètres. Il est également fait référence à des méthodes utilisées pour prolonger les calculs pseudo-statiques dans les démarches plus générales. La question de la liquéfaction des sols sous l'effet des séismes constitue un problème sous-jacent et récurrent dans ce cadre.

Abstract

The communication presents examples of pseudo-static seismic stability evaluation of embankments and levees referring to examples from the literature. The blocks method is used, because it provides both the seismic coefficient-factor of safety and the slip-critical acceleration, and a realistic illustration of the failure mechanism. Back cases histories were sought to take advantage of well-known data concerning the structure, mechanical properties of soils, hydraulic context, and seismic conditions of the site. Those cases often provided some information on supposed failure mechanism or even kinematics collapse observed. Back cases histories illustrated various problems encountered in this type of modelling, and sensibility of pseudo-static seismic stability evaluation on some parameters. Mention is made of the methods proposed to complete the pseudo-static seismic stability evaluation into a more general approach. The issue of soil liquefaction of grounds under the effect of earthquakes is an underlying and recurrent problem in this context.

Introduction

Les problèmes de stabilité des pentes sous séisme constituent un sujet important dans la pratique depuis plus d'un demi-siècle en géotechnique. Pendant cette période, les méthodes de calcul ont évolué des méthodes d'équilibre limite intégrant des accélérations pseudo-statiques vers des méthodes plus élaborées de calcul des déplacements permanents. Une variété d'outils de calcul des déplacements permanents est disponible aujourd'hui, allant des méthodes de blocs issues des propositions de Newmark (Newmark [5]) jusqu'aux analyses dynamiques. Ces méthodes présentent l'inconvénient néanmoins de ne pas reproduire fidèlement les mécanismes en jeu dans les pentes instables sous séisme et de faire appel à de très nombreuses données d'entrée au sujet des terrains concernés et leurs propriétés, difficiles à obtenir sur site (Kramer et Smith [2]). Les méthodes doivent pouvoir concilier pertinence des mécanismes d'instabilité sous séisme à modéliser, dans la variété des cas à traiter, et niveau d'information requis et adaptés aux capacités techniques et financières des acteurs concernés.

Les méthodes pseudo-statiques simulent l'effet transitoire d'un séisme en introduisant des accélérations horizontales et verticales constantes et homogènes dans la masse de sol potentiellement instable. Les forces d'inertie ainsi créées sont destinées à agir dans les directions qui déstabilisent la pente ou les talus de l'ouvrage. Les amplitudes de ces forces pseudo-statiques horizontales et verticales sont définies au moyen des coefficients sismiques k_h et k_v qui représentent le rapport de ces forces d'inertie avec le poids du volume instable. La résolution des équations d'équilibre des forces et des moments pour ce volume instable permet de calculer un coefficient de sécurité pseudo-statique au glissement.

Les calculs pseudo-statiques sont effectués par les méthodes classiques de stabilité des pentes en équilibre limite. La principale difficulté tient au choix des coefficients sismiques k_h et k_v. De plus, le calcul d'un coefficient de sécurité ne renseigne pas sur le niveau des déformations permanentes de

la masse instable, qui peuvent rester modérées et acceptables pour les structures concernées. Ce coefficient est inapproprié en présence de sols fragiles qui manifestent une perte de résistance à grandes déformations.

La communication présente des exemples de calculs de stabilité en mode pseudo-statique de remblais et de digues soumis à une accélération sismique, en se référant à des exemples tirés de la littérature. Les calculs ont été effectués par la méthode des blocs de Sarma [6], [7]. Dans cette méthode de calcul de stabilité des pentes à deux dimensions, le volume instable est découpé en blocs de forme quelconque. Les discontinuités actives, qui forment les interfaces entre les blocs, possèdent un comportement de Coulomb doté d'une cohésion c et d'un angle de frottement ϕ. L'originalité de la méthode tient à l'introduction d'une accélération horizontale a_y comme variable auxiliaire qui amène toutes les discontinuités actives à l'équilibre limite, ce qui permet de déterminer le coefficient de sécurité F_s. L'accélération a_y est définie par la fraction k_y de l'accélération de la pesanteur g. En pratique, des coefficients F variables sont introduits dans des calculs successifs pour pondérer les caractéristiques de résistance des sols le long des discontinuités actives et obtenir une série d'accélérations k déstabilisatrices. Parmi les couples (F, k), à $k = 0$ est associé le coefficient F_s recherché et à $F = 1$ est associée l'accélération critique k_y.

Le calcul permet ainsi de fournir à la fois le coefficient de sécurité au glissement dans l'état donné de l'ouvrage (géométrie du site, caractéristiques mécaniques des interfaces, nappe d'eau, chargements extérieurs, etc.) et la fraction k_y de l'accélération horizontale critique qu'il est nécessaire d'appliquer pour amener le mécanisme à l'équilibre limite. Ainsi, la méthode est directement applicable au calcul de l'équilibre pseudo-statique de l'ouvrage. Autre avantage, la discrétisation en blocs est effectuée dans le but de représenter au mieux le mécanisme de rupture de l'ouvrage. Il apparaît que des modélisations souvent très simples, mettant en jeu quelques blocs, permettent de calculer la stabilité de l'ouvrage avec une bonne approximation, tout en donnant une image réaliste de la cinématique de rupture.

Le paragraphe qui suit est consacré à l'exemple d'un remblai en Grèce qui a été détruit par un séisme en 1995. Les paragraphes suivants concernent des digues situées en Californie et au Japon et qui ont été détruites par des séismes.

Exemple d'un remblai

Mécanisme de rupture

La liquéfaction des sols de fondation des remblais entraîne la rupture de ces ouvrages pendant ou immédiatement après les séismes. Le profil présenté sur la figure 1 montre un schéma explicatif de ce mode de rupture. L'instabilité se traduit par des crevasses longitudinales, la dislocation du corps du remblai en blocs séparés, des tassements de la plate-forme et des déplacements latéraux notables.

Ce schéma indique une cinématique symétrique. D'autres exemples montrent au contraire une cinématique non symétrique, privilégiant un mouvement vers l'un ou l'autre des pieds de remblai, à la faveur d'une légère déclivité du terrain naturel, la présence d'une banquette ou la section dissymétrique du remblai ou, enfin, la présence d'un massif de sols hétérogène. Un exemple de rupture dissymétrique est donné ci-après.

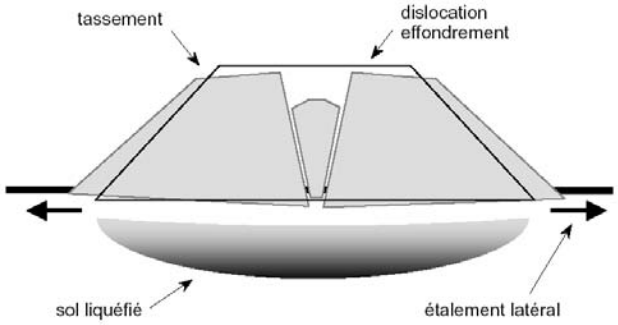


FIGURE 1 : MÉCANISME DE RUPTURE D'UN REMBLAI

Exemple

Cet exemple concerne le remblai d'accès au pont de Rimnio en Grèce (lac artificiel de Polifito). Ce remblai de 14 à 15 m de hauteur a été fortement endommagé lors du séisme de Kozani-Greneva en 1995 en faisant apparaître des crevasses, des tassements de 1 à 2 m et des déplacements horizontaux de 0,8 à 2 m. Le remblai est constitué par une grave argilo-sableuse compactée. Il repose sur une couche de sable silteux lâche de 3,5 à 4 m d'épaisseur, puis une couche de 7,5 m de grave sableuse dense, puis un substratum marneux.

Tika et Pitilakis [9] présentent une analyse post-sismique de cet ouvrage. L'accélération critique $a_y = k_y\, g$ au début du séisme et calculée par une méthode pseudo-statique et vaut $a_y = 0{,}325$ g (g accélération de la pesanteur, k_y fraction de g). La résistance non drainée résiduelle des sables silteux considérés comme liquéfiés est estimée à des valeurs comprises entre 26 et 33 kPa après la fin du séisme.

Le profil de calcul est représenté en haut de la figure 2. Il représente l'ouvrage réel de 15 m de hauteur, doté d'une plate-forme de 15 m de largeur et de pentes latérales à 1V/2H. L'ouvrage et le massif de sol sont supposés homogènes. Ils sont discrétisés en quatre blocs pour former un mécanisme dissymétrique, du bloc 1 à l'aval (en pied) au bloc 4 en amont (en tête). Les caractéristiques mécaniques ont été données a priori. Elles sont indiquées en haut du tableau 1. Le poids volumique est $\gamma = 18$ kN/m^3, la cohésion inter-blocs $c = 0$, l'angle de frottement inter-blocs $\phi = 30$ °. Sur la surface basale, la cohésion est égale à 80 kPa et l'angle de frottement égal à 0,1 ° (quasi-nul pour assurer la stabilité du calcul). La nappe est en élévation de 5 m dans le remblai (courbe définie par une succession de segments et de triangles).

Dans ces conditions et avec c = 80 kPa, le calcul à l'équilibre limite par la méthode des blocs conduit à $F_s = 2,07$ et $k_y = 0,31$, en accord avec le calcul des auteurs (cas 1 du tableau 2). Il n'a pas été envisagé d'optimiser les calculs en changeant la géométrie des blocs ou en jouant sur les propriétés mécaniques, en l'absence d'informations plus précises sur les données géotechniques du site.

TABLEAU 1 : EXEMPLE D'UN REMBLAI, PROPRIÉTÉS DU MASSIF ET DES SOLS

Propriétés du massif et des sols		Commentaires
nombre de blocs	N = 4	du bloc 1 à l'aval vers le bloc 4 à l'amont
nappe	présente	en élévation dans le corps du remblai
poids volumique des blocs	$\gamma = 18$ kN/m^3	homogénéisé dans l'ensemble des blocs
cohésion inter-blocs	c = 0	par hypothèse
angle de frottement inter-blocs	$\phi = 30$ °	par hypothèse

TABLEAU 2 : EXEMPLE D'UN REMBLAI, PARAMÈTRES ET RÉSULTATS DES CALCULS

Cas	Paramètres et résultats des calculs		Commentaires
1	hauteur et largeur du remblai	h = 15 m	profil initial
	cohésion de la surface basale	c = 80 kPa	base des blocs 1, 2 et 3
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1, 2 et 3
	coefficient de sécurité au glissement	$F_s = 2,07$	non précisé par les auteurs
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0,31$ g	$a_y = 0,325$ g selon les auteurs
2	hauteur et largeur du remblai	h = 13 m	remblai disloqué
	cohésion de la surface basale	c = 25 kPa	base des blocs 1, 2 et 3
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1, 2 et 3
	coefficient de sécurité au glissement	$F_s = 1,00$	-
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0,0$ g	-

TABLEAU 3 : EXEMPLE D'UNE DIGUE, PROPRIÉTÉS DU MASSIF ET DES SOLS

Propriétés du massif et des sols		Commentaires
nombre de blocs	N = 3	du bloc 1 à l'aval vers le bloc 3 à l'amont
nappe	présente	nappe au niveau de la rivière Pajaro
poids volumique des blocs	$\gamma = 20$ kN/m^3	homogénéisé dans l'ensemble des blocs
cohésion inter-blocs	c = 0	par hypothèse
angle de frottement inter-blocs	$\phi = 35$ °	par hypothèse

TABLEAU 4 : EXEMPLE D'UNE DIGUE, PARAMÈTRES ET RÉSULTATS DES CALCULS

Cas	Paramètres et résultats des calculs		Commentaires
A	cohésion de la surface basale	c = 14 kPa	base des blocs 1 et 2
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1 et 2
	coefficient de sécurité au glissement	$F_s = 2,66$	$F_s = 2,73$ selon les auteurs
B1	cohésion de la surface basale	c = 14 kPa	base des blocs 1 et 2
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1 et 2
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0,18$ g	$a_y = 0,23$ g selon les auteurs
B3	cohésion de la surface basale	c = 7 kPa	base des blocs 1 et 2
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1 et 2
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0,078$ g	$a_y = 0,06$ g selon les auteurs
C	cohésion de la surface basale	c = 7 kPa	base des blocs 1 et 2
	angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0,1$ °	base des blocs 1 et 2
	coefficient de sécurité au glissement	$F_s = 1,79$	$F_s = 1,59$ selon les auteurs

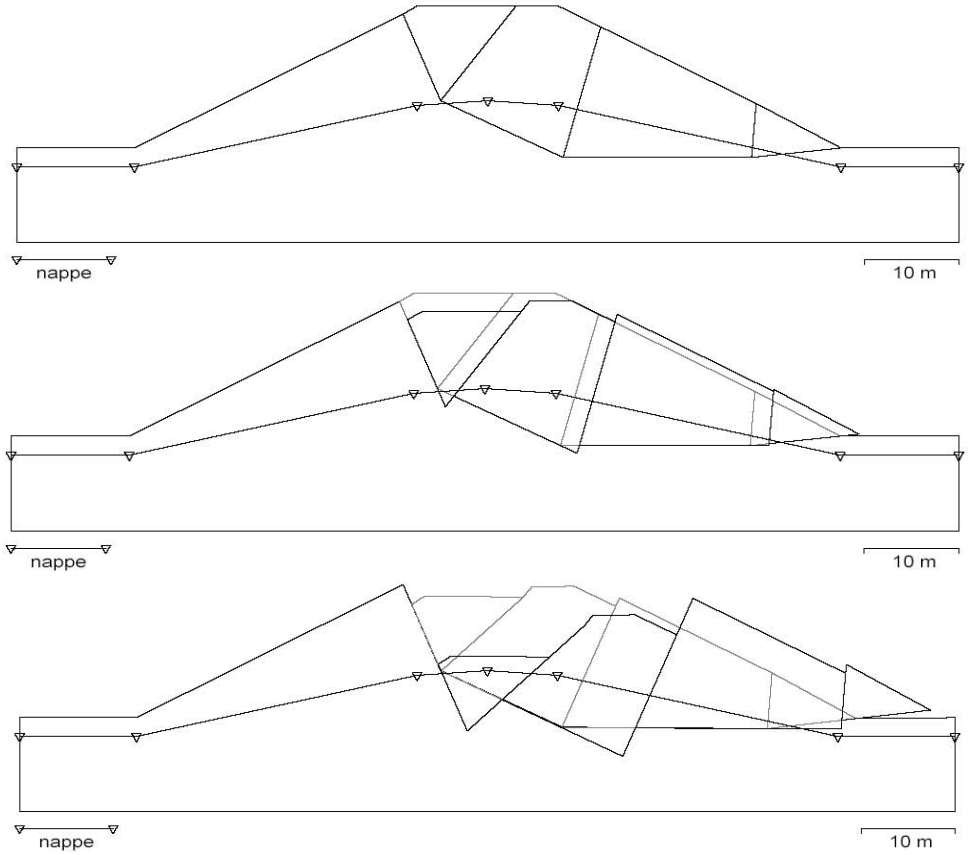


FIGURE 2 : PROFIL DE CALCUL DU REMBLAI. EN HAUT, PROFIL INITIAL, EN BAS PROFILS DÉFORMÉS

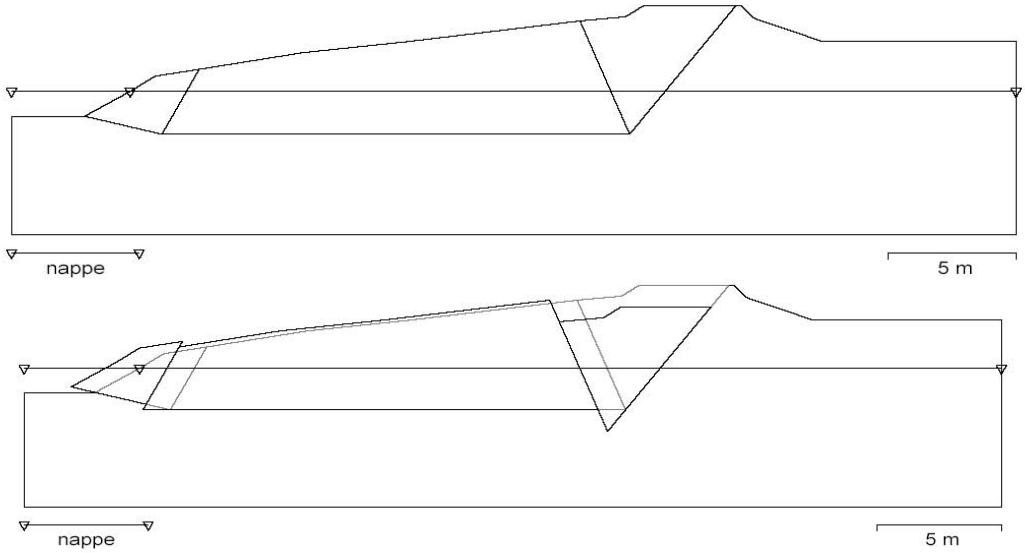


FIGURE 3 : PROFIL DE CALCUL D'UNE DIGUE. EN HAUT, PROFIL INITIAL, EN BAS PROFIL DÉFORMÉ

Le graphique du milieu de la figure 2 montre la cinématique de rupture du mécanisme à quatre blocs, pour un déplacement du bloc 1 (bloc aval) de 2 m, comme observé sur le site après le séisme de 1995. Le calcul du nouvel équilibre après dislocation du corps du remblai est effectué alors avec les paramètres mécaniques précédents, sauf la cohésion de la surface basale qui est réduite de 80 kPa à 25 kPa.

Le résultat du nouveau calcul par la méthode des blocs est indiqué dans le bas du tableau 2 (cas 2). La cohésion résiduelle des sables silteux égale à 25 kPa et proche des valeurs indiquées par les auteurs (26 à 33 kPa) conduit à l'équilibre limite statique du remblai disloqué. Cet équilibre statique est obtenu sans accélération horizontale ($F_s = 1$, $a_y = 0$), preuve du retour à l'équilibre de la section disloquée du remblai immédiatement après la fin du séisme, alors que le sol de fondation se trouve encore à son niveau de résistance résiduelle. A titre d'illustration, le graphique du bas de la figure 2 montre le profil déformé du remblai avec une avancée de 8 m supplémentaire du bloc aval post-séisme. Un scénario de ce type se serait produit si la résistance résiduelle des sols n'avait pas pu s'opposer aux forces statiques post-séisme, ce qui n'a pas été le cas ici d'après l'observation. Il faut noter enfin que les résultats des calculs sont très sensibles au choix des propriétés de résistance des sols et leur répartition dans le terrain. Une hypothèse forte a été avancée ici, de l'homogénéité des sols. Autre hypothèse forte du calcul, le niveau piézométrique n'a pas été affecté par la rupture du remblai.

Premier exemple de digue

Présentation

A la suite du séisme de Loma Prieta en 1989 en Californie, des signes de déplacements latéraux ont été constatés dans de multiples endroits le long des digues de la rivière Pajaro près de Watsonville. Miller et Roycroft [4] présentent les études de stabilité de ces ouvrages après le séisme dans quatre sites où ont été observés des dommages. Dans les quatre sites, les digues reposent sur un ensemble de couches argileuses, limoneuses ou sableuses sub-horizontales. Les reconnaissances géotechniques des sites ont été effectuées au moyen de sondages carottés, d'essais de laboratoire et de sondages pénétrométriques CPT (cone penetration test). La figure 3 donne un profil schématique d'une digue (au centre) et de son prolongement jusqu'à la berge de la rivière (à gauche).

Les calculs de stabilités sont effectués dans quatre scénarios, pour des cinématiques de rupture fortement conditionnées par la structure stratifiée horizontalement du massif.

1) Cas A. Cette analyse se rapporte à l'équilibre statique de la digue avant le séisme. Plusieurs surfaces potentielles de ruptures sont comparées entre elles. Le facteur de sécurité minimal détermine la surface la plus vulnérable et sur laquelle sera initié le mouvement de rupture éventuel pendant le séisme.

2) Cas B1 et B3. La stabilité de la digue est évaluée pendant le séisme par une méthode pseudo-statique qui consiste à superposer une force horizontale au poids du volume de sol instable. Cela revient à imposer l'accélération horizontale a_y et rechercher la part k_y de l'accélération g qu'il est nécessaire d'introduire pour initier le mouvement. A cet instant, le mouvement se déclenche le long de la surface de rupture définie à l'étape précédente. Deux ou trois situations intermédiaires sont envisagées. Dans le cas B1, au début du séisme, la résistance statique est adoptée dans sa totalité. Dans le cas B3 au contraire, qui symbolise la fin du séisme, c'est la résistance résiduelle du sol qui prévaut. Entre ces deux situations, le cas B2 se définit par une réduction partielle de la résistance (non examiné ici).

3) Cas C. Le coefficient de sécurité au glissement est calculé à l'équilibre statique après la fin du séisme en admettant que la résistance du sol demeure à son niveau de résistance résiduelle. Cela simule une situation où le sol support de la digue s'est liquéfié pendant le séisme. Comme dans l'exemple précédent, cette analyse a pour but d'indiquer si le déplacement latéral ne se manifeste que pendant la durée du mouvement sismique ou s'il va se prolonger encore après la fin du séisme. Si le coefficient de sécurité calculé alors est significativement plus grand que l'unité, le risque d'une poursuite du mouvement post-sismique peut être écarté.

Calculs

Le site d' Artichoke Farm est l'un des quatre sites qui ont fait l'objet d'une analyse post-séisme par Miller et Roycroft [4] dans la région de Watsonville en Californie. La figure 3 montre un profil de la digue discrétisé d'après le profil indiqué par les auteurs. Un mécanisme de rupture à trois blocs à été défini, qui s'appuie sur la surface de glissement envisagée par les auteurs et sur la surface topographique (en haut de la figure 3). Les blocs sont numérotés de 1 à 3 en allant de l'aval (en pied) vers l'amont (en tête). Ce découpage n'a pas été optimisé.

Les caractéristiques mécaniques utilisées dans les calculs des cas A, B1, B3 et C sont indiquées dans le tableau 3. La nappe est située au niveau de la rivière Pajaro. Le massif est homogène. Le poids volumique est commun à tous les blocs ($\gamma = 20$ kN/m^3), ainsi que les caractéristiques de résistance entre les blocs (cohésion nulle $c = 0$, angle de frottement $\phi = 35$ °). Les surfaces basales des blocs 1 et 2 sont dotées d'une cohésion non drainée c_u qui change d'un scénario à l'autre comme indiqué par les auteurs. L'angle de frottement ϕ_u est fixé à une valeur quasi-nulle $\phi_u = 0{,}1$ ° pour assurer la bonne marche des calculs.

Les résultats obtenus par la méthode des blocs sont indiqués dans le tableau 4, à travers le coefficient de sécurité au glissement F_s pour les cas A et C et l'accélération a_y pour initier le mouvement dans les cas B1 et B3.

TABLEAU 6 : EXEMPLE D'UNE DIGUE, PROPRIÉTÉS DU MASSIF ET DES SOLS

Propriétés du massif et des sols		Commentaires
nombre de blocs	N = 4	du bloc 1 à l'aval vers le bloc 4 à l'amont
nappe	présente	trois états différents
poids volumique des blocs	$\gamma = 18$ kN/m^3	homogénéisé dans l'ensemble des blocs
cohésion inter-blocs	c = 0	par hypothèse
angle de frottement inter-blocs	$\phi = 35$ °	par hypothèse
cohésion de la surface basale	c = 35 kPa	base des blocs 1, 2 et 3
angle de frottement de la surface basale	$\phi = 0{,}1$ °	base des blocs 1, 2 et 3

TABLEAU 7 : EXEMPLE D'UNE DIGUE, PARAMÈTRES ET RÉSULTATS DES CALCULS

Cas	Paramètres et résultats des calculs		Commentaires
1	nappe	en crue	rivière Kushiro en crue
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0{,}27$ g	$a_y = 3{,}2$ m/s^2 selon les auteurs
	coefficient de sécurité F_s	$F_s = 3{,}78$	non précisé par les auteurs
2	nappe	à l'étiage	rivière Kushiro à l'étiage
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0{,}23$ g	non envisagé par les auteurs
	coefficient de sécurité F_s	$F_s = 2{,}24$	non envisagé par les auteurs
3	nappe	en décrue	rivière Kushiro en décrue rapide
	accélération pour initier le mouvement	$a_y = 0{,}16$ g	non envisagé par les auteurs
	coefficient de sécurité F_s	$F_s = 1{,}82$	non envisagé par les auteurs

Les coefficients de sécurité calculés ou les accélérations calculées sont en bon accord avec les indications des auteurs, qui sont reportés dans la colonne de droite du tableau. Le profil du bas de la figure 3 montre la cinématique de rupture de la digue pour un déplacement de 1 m du bloc de pied (bloc 1).

Le tableau 5 donne les résultats des calculs paramétriques effectués pour différentes valeurs de la cohésion c_u sur la surface basale du glissement. Ces résultats donnent une illustration de la grande sensibilité des résultats aux variations des propriétés mécaniques des sols (supposés homogènes).

TABLEAU 5 : RÉSULTATS DE CALCULS PARAMÉTRIQUES

c_u (kPa)	0	2	4	7	10	14
a_y (m/s^2)	-0,024	0,005	0,034	0,078	0,121	0,179
F_s ( )	0,69	1,06	1,38	1,79	2,17	2,66

Second exemple de digue

Présentation

L'exemple suivant concerne la rupture de digues au Japon à la suite du séisme de Kushiro-oki en 1993 (Sasaki [8]). Ces digues sont établies le long de la rivière Kushiro (Hokkaido). Il s'agit des premiers cas où la rupture a été attribuée à la liquéfaction des sols sableux constitutifs des corps de digue. L'amplitude maximale de l'accélération enregistrée en surface pendant le séisme et dans la région vaut 3,2 m/s^2.

Les dégâts provoqués par le séisme se manifestent principalement dans des tronçons isolés le long du linéaire de l'ouvrage. Sachant que les sols de fondation sont continus sous la digue, la répartition intermittente des tronçons endommagés a été attribuée à un effet dynamique tridimensionnel (Kano et al, [1]). Dans les tronçons endommagés, les désordres apparaissent sous la forme d'un affaissement important de la crête, de profondes crevasses longitudinales, un étalement latéral avec une avancée notable et un soulèvement du pied de la digue. Ils sont souvent séparés des tronçons non endommagés par une fissure transversale.

La digue a été construite sur une couche molle de tourbe. D'une hauteur prévue de 6 à 7 m en élévation au-dessus du terrain naturel, l'ouvrage a été édifié avec un sol sableux. Les tassements de consolidation sous le poids du remblai ont atteint 2 à 3 m. D'après Sasaki [8] et d'autres publications sur le sujet, ces tassements de consolidation ont eu deux conséquences importantes. Premièrement, la base du remblai se trouve immergée dans la nappe, favorisant ainsi le risque de liquéfaction du sable qui constitue cette base. Deuxièmement, les tassements ont provoqué une redistribution des contraintes dans le remblai et, par un effet de voûte transversal, la pression moyenne s'est trouvée réduite dans cette base saturée du remblai. Les analyses effectuées après coup ont suggéré que la base sableuse et saturée des corps de digue s'était liquéfiée pendant le séisme, entraînant la rupture de la digue. La couche superficielle du sol en surface était gelée.

Les mécanismes identifiés mettent en avant une dislocation du remblai sous la forme de blocs et un étalement latéral à la faveur de la couche liquéfiée à la base du remblai. D'après les observations dans les divers tronçons endommagés, les

affaissements en crête des digues augmentent avec les tassements de consolidation des tourbes sous les remblais (c'est à dire avec l'épaisseur de la couche sableuse basale saturée).

Calculs

Les profils de la digue ont été relevés numériquement et discrétisés en blocs pour simuler approximativement les cinématiques de rupture indiquées par Sasaki [8]. Le pied du glissement se situe sur la berge de la rivière Kushiro.

Dans un premier calcul, plusieurs configurations de la nappe sont envisagées, selon que la rivière est en crue ou à l'étiage ou immédiatement après une décrue rapide (cas 1, 2 et 3). Dans cette troisième situation, le parement aval de la digue est entièrement saturé. Des forces de percolation défavorables à la stabilité pourraient être ajoutées (ce qui n'a pas été fait ici).

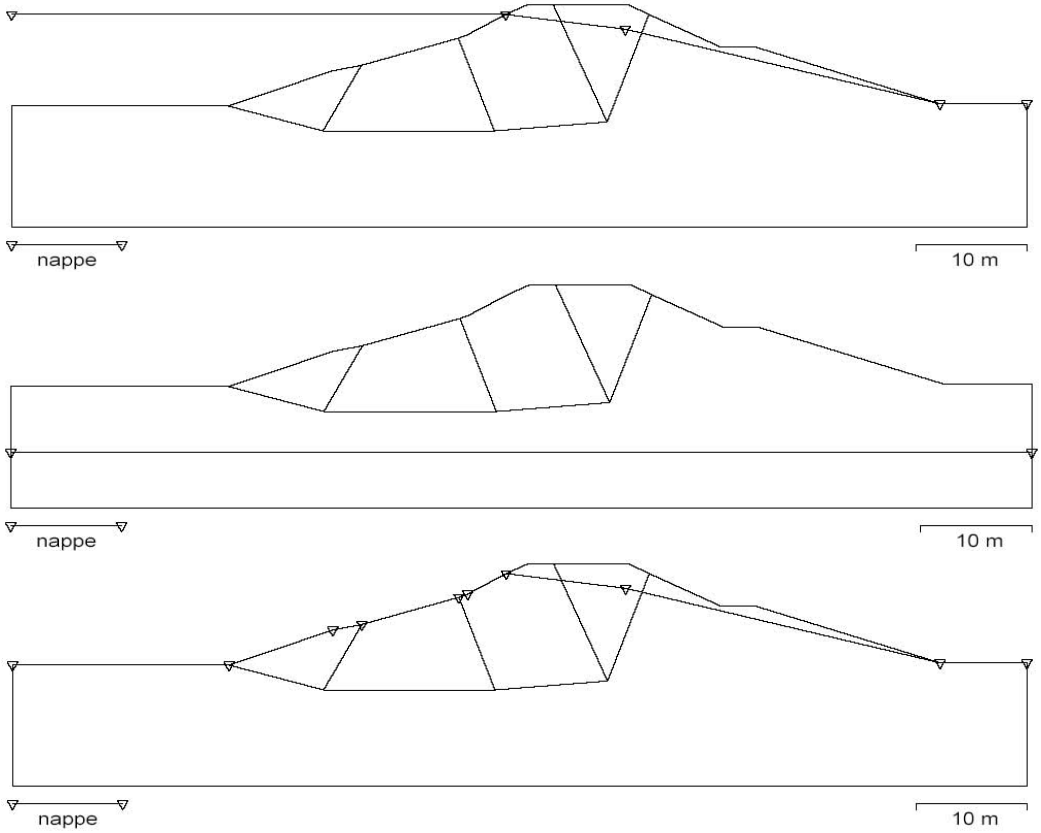


FIGURE 4 : PROFILS DE CALCUL D'UNE DIGUE

DE HAUT EN BAS, RIVIÈRE EN CRUE, À L'ÉTIAGE OU EN DÉCRUE RAPIDE

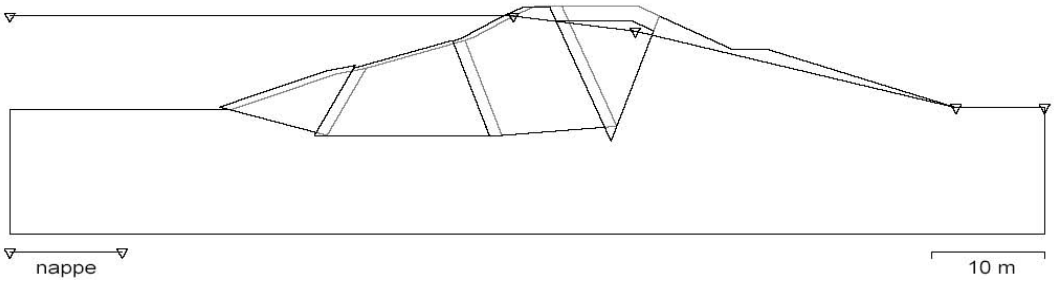


FIGURE 5 : PROFIL DE CALCUL D'UNE DIGUE, RIVIERE EN CRUE, PROFIL DÉFORMÉ

Les paramètres du calcul par la méthode des blocs sont donnés dans le tableau 6. Le massif est supposé homogène avec un poids volumique $\gamma = 18$ kN/m^3, des propriétés inter-blocs $c' = 0$, $\phi' = 35$ ° et des propriétés sur la surface basale des blocs $c = 35$ kPa, $\phi = 0$. Les trois calculs réalisés donnent respectivement le coefficient de sécurité statique initial F_s

(pour une accélération horizontale pseudo-statique $a_y = 0$), puis la part k_y de l'accélération horizontale nécessaire pour déstabiliser les blocs (et qui correspond à un coefficient de sécurité $F_s = 1$), tableau 7. Ces résultats des calculs montrent que, en statique, la digue est stable dans les trois configurations de la nappe.

La masse instable a été discrétisée en quatre blocs, du bloc 1 en pied au bloc 4 en tête (figures 4 et 5) Dans le calcul pseudo-statique du cas 1, l'accélération qui provoque la ruine de la digue est du même ordre de grandeur que l'accélération mesurée en surface dans la région lors du séisme de 1993. Ce résultat dépend essentiellement des paramètres mécaniques adoptés sur les surfaces de rupture. Il dépend aussi des conditions du calcul telles que les contraintes adoptées pour évaluer les résistances, qui sont ici les contraintes maximales au centre de la digue. En réalité, ces contraintes diminuent en allant vers la berge de la rivière. Enfin, le résultat coïncide avec l'accélération mesurée à l'échelle régionale. Mais le calcul ignore un effet éventuel d'amplification local dans le corps de la digue ou, au contraire, un effet de filtre par la liquéfaction du sol support.

Le cas 2 est plus défavorable que le cas 1, dans lequel les hautes eaux jouent un rôle "instantané" stabilisateur. Le cas 3 apparaît comme étant le plus défavorable en raison du déjaugeage maximal provoqué dans le sol par la nappe affleurante sur le parement aval de la digue.

Dans le prolongement de ces calculs, un autre profil de la digue a été relevé numériquement et discrétisé en cinq blocs, puis en quatre blocs, pour simuler approximativement la cinématique de rupture indiquée par Sasaki [8]. Comme précédemment, le pied du glissement se situe sur la berge de la rivière Kushiro. Deux configurations de la nappe ont été envisagées, selon que la nappe se trouve au niveau de la rivière ou que des précipitations ont fait monter le niveau piézométrique dans le corps de la digue.

Des paramètres de calcul identiques au cas précédent ont été retenus pour les calculs par la méthode des blocs (tableau 6). En statique, la digue est stable dans les deux configurations de la nappe. Dans le calcul pseudo-statique, l'accélération qui provoque la ruine de la digue est du même ordre de grandeur que l'accélération mesurée en surface lors du séisme de 1993.

Ces exemples simples montrent que la méthode des blocs permet de mettre en relief le rôle défavorable des conditions hydrauliques au cœur des digues pendant les séismes.

Conclusion

Dans le prolongement de ce travail, des calculs de stabilité en mode pseudo-statique de divers types d'ouvrages en terre ont été effectués, en se référant à d'autres exemples tirés de la littérature. Il s'agit de remblais ou de digues, de barrages, de murs et de versants naturels. Ces exemples historiques ont été recherchés afin de bénéficier des données connues qui concernent l'ouvrage (sa géométrie, les propriétés mécaniques des sols, le contexte hydrauliques, etc.), les conditions sismiques du site, les mécanismes de rupture envisagés, voire les cinématiques de ruine observées. Ces exemples ont donné diverses illustrations des problèmes rencontrés (discrétisation en blocs, nappe d'eau, etc.), ou mis en évidence l'incidence de divers paramètres de calcul aux résultats (propriétés des sols, hauteur de nappe, accélérations pseudo-statiques, etc.). La question de la liquéfaction a été abordée sous l'angle des contraintes initiales en place et de l'effondrement du sol (lâche) dont la résistance non drainée passe d'une valeur de pic à une valeur résiduelle.

Les exemples examinés ici fournissent diverses illustrations des problèmes rencontrés en matière de calculs sismiques pseudo-statiques. Cela concerne les propriétés mécaniques des sols et le régime hydraulique du massif, qui sont les seuls paramètres accessibles par la méthode pseudo-statique employée ici, en admettant l'homogénéité des terrains et l'uniformité du mouvement sismique dans le corps de digue. Chaque cas apparaît comme particulier, dans le contexte géotechnique et l'environnement spécifique du site. Mais une démarche assez fréquente ressort de cette récapitulation. Elle consiste à calculer l'équilibre pseudo-statique de l'ouvrage avec une résistance de pic, représentative d'un mécanisme d'initiation de la rupture, puis d'une résistance résiduelle révélatrice d'un comportement post-pic ou d'un effondrement du sol (liquéfaction) et de ses conséquences. L'analyse permet ainsi d'indiquer si le déplacement latéral potentiel ne se manifestera que pendant la durée du mouvement sismique ou s'il risque de se prolonger encore après la fin du séisme. L'analyse se fonde sur des cinématiques de rupture vraisemblables. Au-delà du calcul à l'équilibre limite et la détermination d'un coefficient de sécurité, ces approches permettent d'estimer des tendances quant aux déplacements pendant et après les séismes, et d'ouvrir ainsi sur les conséquences éventuelles en termes d'objectifs de protection assignés à l'ouvrage.

Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de l'Opération de Recherche IFSTTAR "Digues et Ouvrages fluviaux : érosion, affouillements et séismes", Doféas.

Références

[1] Kano S., Sasaki Y., Hata Y. (2007) *Local failures of embankments during earthquakes.* Soils and Foundations, vol. 47, n° 6, pp. 1003-1015.

[2] Kramer S.L., Smith M.W. (1997) *Modified Newmark model for seismic displacements of compliant slopes.* J. of Geotech. and Geoenv. Engrg., vol. 123, n° 7, pp. 635-644.

[3] Miller E.A., Roycroft G.A. (2004) *Seismic performance and deformation of levees: Four case studies.* J. Geotech. Geoenv. Engng., vol. 130, n° 4, pp. 344-354.

[4] Newmark N.W. (1965) *Effects of earthquakes on dams and embankments.* Géotechnique, vol. 15, n° 2, pp. 139-160.

[5] Sarma S.K. (1973) *Stability analysis of embankments and slopes.* Géotechnique, vol. 23, n° 3, pp. 423-433.

[6] Sarma S.K. (1979) *Stability analysis of embankments and slopes.* J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE, vol. 105, n° 12, pp. 1511-1523.
[7] Sasaki Y. (2009) *River dike failures during the 1993 Kushiro-oki earthquake and the 2003 Tokachi-oki earthquake.* Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design, CRC Press/Balkema, pp. 131-157.
[8] Tika T.E., Pitilakis K.D. (1999) *Performance of Rimnio bridge embankment during 1995 Kazani-Grevena earthquake.* Proc. of Geotech. Engng. for Transportation Infrastructure, pp. 857-862.

Mots-Clés

Stabilité, pente, digue, séisme, méthode des blocs, pseudo-statique

Modélisation d'une brèche par surverse et de sa fosse d'érosion par implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D

Modeling of a breach by overflow and its scour hole by implementing an erosion law in TELEMAC 2D

C. Laroche[1], M. Alquier[1,] L. Solignac[2]

[1] CETE Méditerranée, Aix en Provence, christophe.laroche@developpement-durable.gouv.fr

[2] DRIEE IF, Paris, lucie.solignac@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Nous nous intéressons aux digues en terre homogènes. L'implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D permet d'apprécier, en fonction des caractéristiques du matériau composant la digue, si pour une sollicitation hydraulique donnée, une brèche par surverse se développe. Cette méthode permet de représenter en détail et sans paramétrage de sa géométrie, les premières étapes de la rupture de la digue, matérialisées par l'abaissement complet des crêtes de la digue jusqu'à la cote du fond du lit du cours d'eau. Elle permet en outre, de représenter la fosse d'affouillement qui peut se créer à l'arrière de la brèche. Les calculs montrent que, lorsque la digue est effacée, le débit transitant par la brèche est plus important si l'on prend en compte cette fosse d'affouillement. Les premiers tests de sensibilité menés montrent que les résultats dépendent de la taille du maillage du domaine, en particuliers lorsque l'on veut estimer la vitesse d'effacement de la digue. Ce point nécessite donc un complément d'étude. Enfin, la phase d'élargissement de la brèche, durant laquelle les parois de celle-ci sont érodées de manière progressive ou non, n'est pas correctement représentée dans notre implémentation. Des développements doivent être envisagés pour représenter correctement cet élargissement.

Abstract

We focus on earthfill and homogeneous embankment dykes. An erosion law was implemented in TELEMAC 2D to estimate if, depending on the characteristics of the embankment material and hydraulic conditions, a breach can occur by overflowing. This method is able to propose a no parametric shape of the early stages of the failure, materialized by the lowering of the crests of the dike to the bottom level of the river. It also allows to represent the scour hole which can be created at the rear of the breach. Calculations show that the flow through the breach is greater, when the dyke has been washed out, if we take into account the scour hole. The first sensitivity tests highlight the fact that the results depend on the mesh size, especially to estimate the speed of the erasing of the dike. This point therefore requires further studies. The widening of the breach by continued erosion of embankment laterally is not correctly represented in our implementation. Further developments are necessary to improve the prediction of the ultimate width of the breach by this way.

Introduction

La prévention des risques d'inondation relative aux territoires endigués nécessite que l'on s'intéresse aux conséquences d'éventuelles ruptures de digues. Pourtant, aujourd'hui encore, la prédiction des caractéristiques d'une brèche par surverse doit s'effectuer « à dire d'expert » en valorisant quand elles existent, les données sur des ruptures anciennes. Il en est de même pour la prédiction de l'éventuelle résistance d'une digue à la surverse, qui peut reposer, comme rappelé dans [1] citant [2], sur une analyse qualitative intégrant la qualité de construction du remblai, son état général ainsi que qu'une valeur maximale de la lame d'eau surversante.

Le projet LEVEES cherche notamment à démontrer que l'on peut évaluer la cinétique d'érosion externe d'une digue fluviale soumise à une surverse et que l'on peut évaluer a priori la largeur et la profondeur finales de la brèche, si brèche il y a.

Dans ce cadre, nous avons choisi d'utiliser une modélisation bi-dimensionnelle afin d'approcher la cinétique d'érosion externe, voire la largeur finale de la brèche, d'une digue fluviale soumise à une surverse. Ce mécanisme est reconnu comme l'une des principales causes des ruptures de digues en remblai [4]. Pour cela, nous avons associé aux calculs hydrauliques une loi d'érosion.

Dans un premier temps, nous décrivons la manière dont nous avons implémenté la loi d'érosion dans le code de calcul hydraulique. Ensuite, nous présentons les résultats obtenus pour la première phase de création de la brèche. Enfin, nous discutons les premiers essais menés pour représenter la phase d'élargissement de la brèche.

Remarques préliminaires

Nous nous intéressons ici aux ouvrages en terre, et plus particulièrement aux digues fluviales. Dans un souci de simplification, nous les supposerons homogènes et nous ne distinguons pas les propriétés des matériaux constituant la digue, le lit mineur et le val protégé.

En outre, nous ne prenons pas en compte les éventuels effets d'un écoulement interne sur les propriétés du matériau les constituant. Par conséquent, les mécanismes de l'érosion interne d'une digue ne sont pas pris en compte ici. Ainsi, lorsque l'application de notre méthodologie aboutit à considérer qu'une digue n'est pas ou que très peu érodée par la surverse envisagée, il convient de rester prudent quant à la résiste ou non de cette digue. En effet, les effets de l'érosion interne comme de la saturation des matériaux de la digue sont de nature à altérer sa résistance mécanique.

Représentation de la cinétique d'érosion externe d'une digue fluviale

La création d'une brèche par surverse est décrite selon deux grandes phases ([1] qui reprend [8] et [4]) :

- l'**initiation**, qui démarre avec l'érosion du parement aval et qui s'achève dès lors que l'érosion régressive en découlant atteint l'arête amont de la crête de digue,
- la **formation** de la brèche, correspondant à la phase d'approfondissement de la brèche initiée suivie par son **élargissement** par érosion latérale des parois de la brèche.

Pour les matériaux fortement érodables, la crête peut être érodée durant la phase d'initiation conjointement au parement aval.

Dans le cas des matériaux peu érodables, l'érosion du parement aval peut s'opérer sous la forme de marches d'escalier (headcut) [5].

Justification de la démarche proposée

Le projet FLOODsite présente dans [5] une revue des principaux outils de modélisation des brèches. Ceux-ci utilisent pour la plupart des évolutions paramétrées de la forme de la brèche et une description uni-dimensionnelle des écoulements. En outre, les lois d'érosion utilisées par ces modèles sont généralement des lois de transport solide, représentant le charriage en rivière. Leur limites d'utilisation ne correspondent pas aux écoulements de surverse pour lesquels les vitesses peuvent dépasser facilement plusieurs mètres par secondes et le processus représenté y est de plus très différent de l'arrachement de matériau [1].

Remarquons toutefois que certains modèles présentés dans [5] proposent des descriptions notablement plus fines de l'évolution de la forme de la brèche, et/ou des écoulements s'y opérant avec, dans certains cas, une loi d'érosion spécifique. Ainsi :

- DamBreach est un modèle qui ne fixe pas la forme de la brèche, son évolution étant fournie par une loi de transport solide et une loi d'érosion. L'écoulement de surverse y est décrit par une modélisation bi-dimensionnelle [5].
- HR breach Next génération 2009 propose une évolution de la brèche à partir de lois de transport solide et/ou d'érosion associant des phénomènes tels que le sapement et le glissement ([6] cité dans [5]). L'écoulement de surverse est issu d'une combinaison d'une équation de seuil et d'un calcul mono-dimensionnel.
- DAVE_F ne fixe pas la forme de la brèche, son évolution étant fournie par une loi d'érosion [3]. L'écoulement de surverse y est décrit par une modélisation bi-dimensionnelle.

Nous avons choisi de tester la combinaison d'une modélisation bi-dimensionnelle des écoulements avec une loi non pas issue du domaine du transport solide, mais plutôt de la mécanique des sols. Cette loi d'érosion doit en premier lieu représenter le processus d'arrachement des matériaux (fins) sans préjuger de la forme de la brèche ni de son évolution dans le temps. L'érosion ainsi représentée peut être qualifiée de continue par opposition à une érosion discrète représentant des phénomènes tels que les glissements, les arrachements ou effondrements en blocs du matériau de la digue.

Pour cela nous avons choisi d'utiliser le code TELEMAC 2D, logiciel libre et largement utilisé en ingénierie, dans lequel nous pouvons, après chaque pas de temps de calcul, modifier l'altitude des fonds en fonction des résultats obtenus par l'application de la loi d'érosion utilisant les caractéristiques détaillées de l'écoulement.

Implémentation d'une loi d'érosion dans TELEMAC 2D

Quelques éléments sur TELEMAC 2D

Pour réaliser les calculs hydrauliques, le code TELEMAC 2D résout les équations de Barré de Saint-Venant dans le plan, par la méthode des éléments finis. Le domaine de calcul est discrétisé en mailles triangulaires et la résolution des équations de l'hydraulique s'effectue en chacun des sommets de ces triangles. On dispose ainsi des valeurs de hauteur d'eau (h) et des vitesses moyennées sur la verticale selon x (u) et selon y (v) en chacun des sommets des triangles.

www.opentelemac.org fournit plus d'informations sur TELEMAC 2D.

Choix et première implémentation de la loi d'érosion : l'incision

Nous avons retenu la loi d'érosion décrite par Partheniades [7] donnant la vitesse d'érosion du matériau en fonction de la contrainte effective ($\tau - \tau_c$) et d'un taux d'érosion (k_d). Cette loi fournit une information sur l'éventuelle érosion d'un matériau cohésif mais aucune information sur la manière dont s'effectuent les dépôts plus en aval.

$$\varepsilon = k_d * (\tau - \tau_c) \qquad \text{(m/s)} \quad (1)$$

k_d correspond au coefficient d'érodabilité du matériau (m^3/N.s)

τ_c correspond à la contrainte critique du matériau (Pa)

Notons que pour un matériau donné, k_d varie en fonction notamment de l'humidité et de la compaction du matériau [5].

La contrainte de cisaillement τ est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$\tau = \rho * g * h * I \qquad \text{(Pa)} \quad (2)$$

La pente *I* de la ligne d'eau est appréciée à l'aide de la formulation de Manning-Strickler :

$$V = K_s * R_h^{2/3} * I^{1/2} \qquad \text{(m/s)} \quad (3)$$

Le rayon hydraulique R_h est ici pris égal à la hauteur d'eau h et la norme de la vitesse de l'écoulement V s'écrit simplement à l'aide de *u* et de *v*. Au final, la loi d'érosion choisie utilise, outre les caractéristiques de l'écoulement produites par le code TELEMAC, le coefficient de Strickler (K_s) et les caractéristiques du matériau τ_c et k_d.

Au pas de temps *t*, TELEMAC 2D fournit les grandeurs *h, u, v* en chacun des nœuds du domaine, à partir d'une bathymétrie/topographie donnée. Pour chacun des nœuds du domaine, ces grandeurs permettent de calculer s'il y a une érosion ou non et le cas échéant, la valeur du déplacement à considérer ($\varepsilon \times dt$); Celui-ci permet alors de fournir une nouvelle bathymétrie pour le calcul avec TELEMAC 2D au pas de temps *t+dt* sur l'ensemble du domaine.

Dans un souci de limitation des temps de calcul, le domaine érodable sur lequel on applique la loi d'érosion est plus petit que le domaine de calcul avec TELEMAC 2D. Remarquons qu'il peut y avoir une érosion sur l'ensemble des secteurs où il y a un écoulement (*h* >0). Ainsi, cette méthode permet de représenter le développement conjoint d'une brèche par surverse et de sa fosse d'affouillement. D'autre part, la phase d'élargissement de la brèche ne peut être représentée par cette méthode puisqu'elle nécessite de modifier l'altitude de la digue aux abords de la brèche, ce qui n'est pas possible avec cette méthode (*h* <0).

Implémentation d'un élargissement de la brèche basé sur la loi de Partheniades

Lors de la phase d'élargissement, plusieurs mécanismes peuvent interagir pour éroder la digue tels que le sapement, le glissement ou encore l'arrachement continu ou en bloc du matériau des parois de la brèche. Pour représenter la phase d'élargissement nous avons choisi dans un premier temps d'utiliser simplement la loi de Partheniades. Ceci revient à ne chercher à représenter qu'un élargissement produit par une érosion continue des matériaux des parois de la brèche.

Pour cela, nous avons calculé un déplacement moyen ($\overline{\varepsilon_{Ti}}$) par triangle élémentaire *Ti* du domaine, possédant un nœud non mouillé (*h<0*) et deux nœuds mouillés. Celui-ci est apprécié en appliquant (1) après avoir estimé la contrainte moyenne de cisaillement $\overline{\tau_{Ti}}$ sur l'ensemble du triangle élémentaire *Ti*.

La contrainte moyenne de cisaillement est fournie par la formule suivante :

$$\overline{\tau_{Ti}} = \frac{1}{S_{totale}} * \iint_{Stotale} \tau . ds \qquad \text{(Pa)} \quad (4)$$

S_{totale} représente la superficie totale du triangle

L'hypothèse d'une hauteur d'eau moyenne ($\overline{\overline{h}}$) sur le triangle Ti associée à une base mouillée horizontale, nous permet de considérer la portion mouillée du triangle comme un trapèze.

La contrainte de cisaillement sur la portion mouillée du triangle s'écrit alors simplement en fonction de la hauteur d'eau *h* :

$$\tau(h) = \overline{\overline{\tau}} * \left(1 - \frac{h}{\overline{\overline{h}}}\right) \qquad \text{(Pa)} \quad (5)$$

$\overline{\overline{\tau}}$ étant la moyenne des contraintes de cisaillement calculées aux deux nœuds mouillés.

D'autre part, en considérant que la vitesse moyenne de déplacement ($\overline{\varepsilon_{Ti}}$) correspond à la moyenne des vitesses de déplacement de chacun des 3 nœuds du triangle Ti, nous pouvons en déduire la valeur $\varepsilon^{Ti}{}_{\text{sec}}$ correspondant à l'éventuelle vitesse de déplacement du nœud sec de Ti.

$$\overline{\varepsilon_{Ti}} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon^{Ti}{}_{\text{sec}}}{3} \qquad \text{(m/s)} \quad (6)$$

$\varepsilon_1 + \varepsilon_2$ est la somme des vitesses de déplacement calculées avec (1) pour les deux nœuds mouillés du triangle Ti.

Si la valeur $\varepsilon^{Ti}{}_{\text{sec}}$ est positive, elle peut être vue comme la vitesse de déplacement du nœud sec du triangle Ti.

Un nœud sec appartenant à plusieurs triangles à la fois, la vitesse de déplacement du nœud sec ε_{sec} peut être considérée comme le maximum ou la somme des valeurs $\varepsilon^{Ti}{}_{sec}$ ainsi calculées :

$$\varepsilon_{sec} = \max(\varepsilon^{Ti}{}_{sec}) \quad \text{(m/s)} \quad \text{(7a)}$$

$$\varepsilon_{sec} = \sum_{Ti} \varepsilon^{Ti}{}_{sec} \quad \text{(m/s)} \quad \text{(7b)}$$

En résumé, l'érosion du matériau de la digue s'opère de façon continue à l'aide de l'équation (1) et selon deux voies : - dès lors que le nœud considéré est mouillé, l'équation (1) s'applique.
- pour les triangles non totalement mouillés (deux des trois nœuds étant mouillés), l'érosion du nœud sec $\varepsilon^{Ti}{}_{sec}$ est estimée et cherche à représenter au moins en partie, l'élargissement de la brèche. Cette méthode nous semble permettre de prendre en compte l'érosion continue verticale qui s'opère sur les parois de la brèche, en respectant l'hypothèse de maillage à nœuds fixes dans le plan, intrinsèque à l'outil de modélisation utilisé.
Il paraît évident de considérer dés à présent que la méthode de représentation de l'élargissement proposée ici ne suffit pas à prédire correctement la largeur de la brèche finale, notamment dans le cas où s'opèrent des glissements, sapements ou des arrachements en blocs de matériaux sur les parois de la brèche. Elle a toutefois l'avantage de ne pas multiplier les paramètres à estimer.

Résultats obtenus pour l'incision seule

Description du cas fictif étudié

Nous avons considéré l'écoulement dans un canal rectiligne de pente 0,1 %, de section trapézoïdale de largeur en fond de 20 mètres, de 3 mètres de profondeur et de largeur au miroir de 26 mètres. La digue représentée possède une hauteur de 2 mètres, une largeur de 6 mètres en crête et de 14 mètres en pied. Ce dernier est placé en rive gauche du canal, 4 mètres en retrait de la berge du canal.
Le val protégé par la digue possède une pente longitudinale identique à celle du canal, 2 kilomètres de long et 1 kilomètre de largeur.
La brèche est située au milieu du val protégé, pour fixer sa position, nous avons réalisé une entaille dans la crête de la digue de 20 cm de profondeur sur une largeur de 18 mètres en pied et de 24 mètres en crête, matérialisant un poids pas de la crête, situation fréquemment rencontrée sur le terrain
Le maillage utilisé est de type non structuré et il est raffiné au droit de la brèche, dans le canal ainsi que dans le val protégé afin de représenter la fosse d'érosion. Il est toutefois progressif pour ne pas allonger inutilement les calculs ainsi, nous avons des mailles de 3 mètres au plus fin et des mailles de 50 mètres sur les secteurs du val protégé les plus éloignés de la brèche.

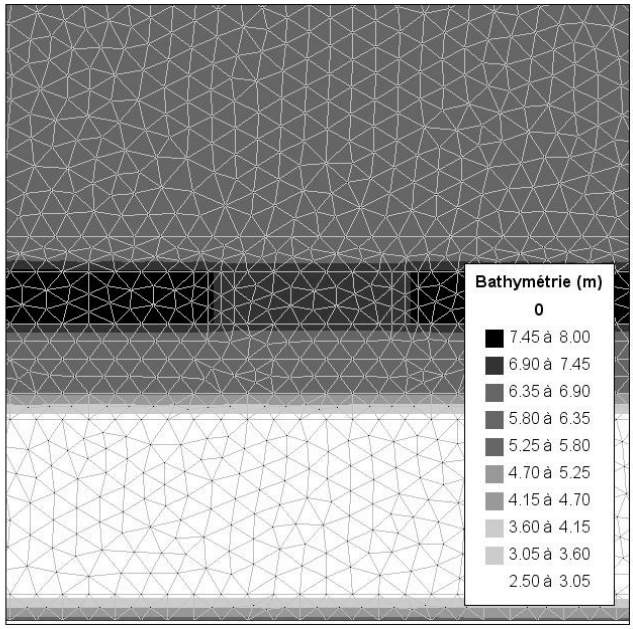


FIGURE 2 : DÉTAIL DU MAILLAGE AU DROIT DE L'ENTAILLE

Dans un souci de simplification, le coefficient de diffusion des vitesses de l'écoulement sera supposé constant dans le domaine et égal à 0,005 m/s-^{2}. Ceci aura pour conséquence que la dissipation d'énergie ne sera pas correctement représentée dans les secteurs fortement turbulents.
Le coefficient de Strickler est fixé à 20 m$^{1/3}$s^{-1}.
La sollicitation est constituée d'un hydrogramme trapézoïdal, le débit maximum de 210 m^3/s permet de créer une surverse localement par l'entaille. La durée de la crue représentée est d'environ 78 heures. Avec cet hydrogramme, la surverse débute au temps t = 5400 secondes, pour un débit d'environ 205 m^3/s.

Choix des caractéristiques des matériaux de la digue et du val protégé

Nous avons testé deux matériaux, le premier correspond à un matériau réputé facilement érodable (jeu 1) alors que le second correspond à un matériau qualifié de modérément résistant (jeu 2) :

- jeu 1 : $K_d = 10^{-5}\ m^3/(N.s)$ et $\tau_c = 0{,}1\ Pa$
- jeu 2 : $K_d = 10^{-7}\ m^3/(N.s)$ et $\tau_c = 10\ Pa$

Pour représenter la fosse d'érosion en aval de la brèche, nous avons considéré un domaine érodable comprenant outre la digue, l'ensemble du val protégé distant de moins de 750 mètres de la digue. La partie du val située entre le canal et la

digue est aussi considérée comme érodable sur une distance de 40 mètres centrée sur l'axe de la brèche.
Nous avons considéré que le matériau constituant le lit majeur du val protégé possède les mêmes caractéristiques que celles de la digue. L'incision seule ainsi représentée induit une concentration de l'écoulement sur une portion de la largeur de surverse. Ceci concentre aussi la zone d'érosion et se traduit par une érosion quasi-exclusivement selon la verticale. Pour limiter se phénomène, nous avons fixé la cote minimale des nœuds du maillage à la valeur de 2,5 mètres, ce qui correspond à l'altitude du fond du lit au droit de la brèche.

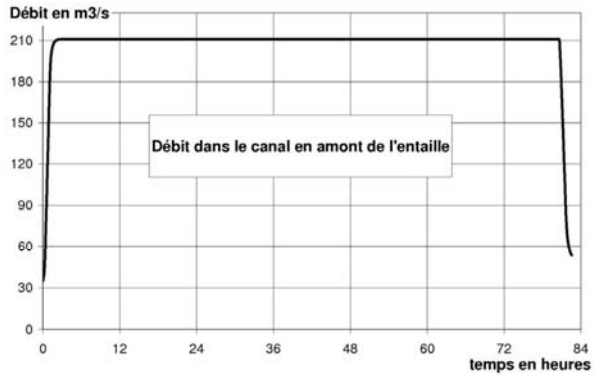


FIGURE 3 : HYDROGRAMME EN AMONT DE L'ENTAILLE

Description de l'incision de la digue ainsi représentée

Constat 1 :
La digue composée d'un matériau érodable (Figure 5) est complètement incisée un peu plus d'une heure après le début de la surverse alors que la digue composée d'un matériau beaucoup moins érodable (Figure 6) résiste durant plusieurs dizaine d'heures. Ainsi la résistance à l'incision du matériau de la digue telle que proposée dans notre représentation est cohérente avec celle proposée dans [9].
Un calcul réalisé avec un jeu de paramètres correspondant à un matériau résistant ($K_d = 10^{-8}\ m^3/(N.s)$, $\tau_c = 50\ \ Pa$) a permis de vérifier qu'aucune brèche ne se développait durant l'ensemble de la crue testée.
Le cas du matériau moins érodable (jeu 2) permet de vérifier que l'érosion de la digue s'opère dans un premier temps en pied du parement aval et sur la crête aval puis en crête amont de la digue. La vitesse moyenne d'érosion verticale de la crête amont est de 0,5 cm/h alors qu'elle est de 1,5 cm/h pour la crête aval.

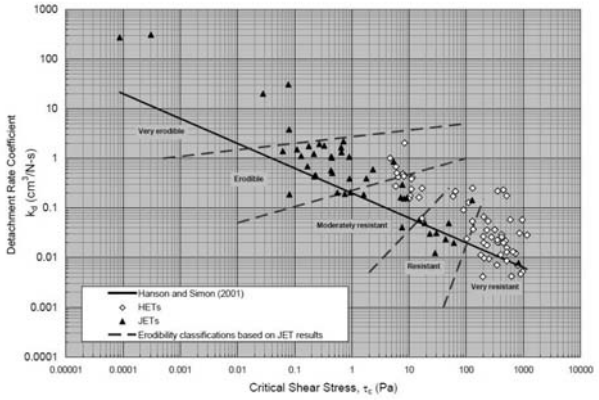


FIGURE 4 : ÉRODABILITÉ SUPPOSÉE DES COUPLES (k_d ; τ_c) SELON [9]

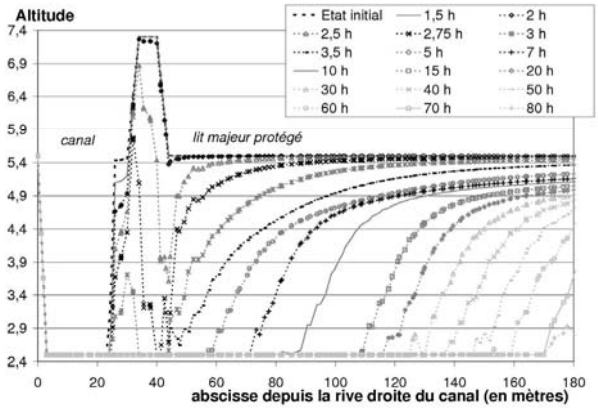


FIGURE 5 : ÉVOLUTION DE LA BRÈCHE – JEU 1

Pour le jeu 1, la dynamique d'érosion est beaucoup plus rapide puisque les crêtes amont et aval s'érodent à des vitesses moyennes de l'ordre de 1,9 m/heure.

Constat 2 :
Notre représentation permet de combiner l'incision, produite par érosion régressive du parement aval de la digue, avec la création d'une fosse d'affouillement à l'aval de la brèche. Celle-ci est particulièrement visible pour le matériau le plus érodable (figure 9). Alors que la digue est complètement effacée moins de deux heures après le début de la surverse, la fosse continue de s'agrandir tout au long de l'activation de la brèche.
L'évolution de la brèche ainsi représentée peut être décomposée en 3 phases :

1. l'initiation, représentant une phase d'érosion très lente de la digue et du lit majeur (fosse), qui s'opère tant que les vitesses d'écoulement à travers la brèche restent faibles.

2. l'incision, représentant la phase d'érosion rapide de la digue. Au début de cette phase, l'augmentation du débit de surverse permet d'avoir des vitesses d'écoulement suffisantes pour produire une érosion significative de la digue. Celle-ci tend à concentrer le flot ce qui accentue encore l'érosion. La crête aval de la digue s'efface alors, puis la crête amont. La fosse d'affouillement se développe largement du fait de ces fortes vitesses.
3. une phase de stabilisation, la digue est maintenant totalement effacée, les vitesses d'écoulement ont diminué et un régime d'écoulement quasi-permanent s'installe, permettant à la fosse d'affouillement de continuer son développement. Celui-ci dépend en premier lieu des caractéristiques choisies pour la résistance du matériau du lit majeur (ici identique à celle de la digue). En outre, le développement de la fosse d'affouillement proposé dans ce calcul, est probablement impacté par la non prise en compte ici d'un possible élargissement de la brèche : la concentration des écoulements sur une largeur réduite de brèche se traduisant par des vitesses à l'aval de celle-ci, beaucoup plus fortes que dans le cas d'une brèche s'élargissant.

Alors que le jeu 1 décrit les trois phases présentées, le jeu 2 ne voit que la première phase dite d'initiation.

Les vitesses maximales d'écoulement calculées au droit des crêtes amont et aval de la digue sont de l'ordre de 5.5 m/s pour le jeu 1 et de 4 m/s pour le jeu 2.

Au début de la surverse, le nombre de Froude est supérieur à 1 sur le parement aval de la digue. Sa position évolue pour rejoindre la crête amont de la même façon que l'érosion.

La formation de la brèche proposée ici, appelée incision, combine la phase d'initiation décrite dans [1] avec une partie de la phase dite de formation de la brèche, à savoir l'approfondissement.

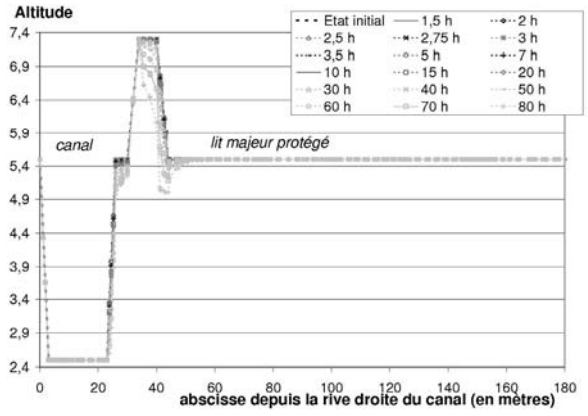


FIGURE 6 : ÉVOLUTION DE LA BRÈCHE – JEU 2

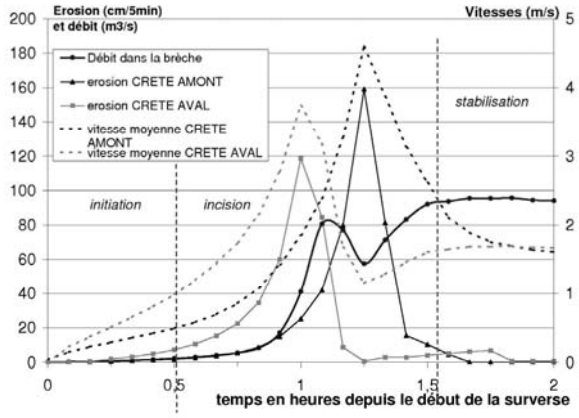


FIGURE 7 : ÉROSION ET VITESSE EN CRÊTE – JEU 1

Constat 3 :

Pour évaluer l'effet de la prise en compte de la fosse d'affouillement à l'arrière de la brèche, nous avons reproduit le calcul réalisé avec le matériau érodable (jeu 1) en ne permettant pas l'érosion du val protégé. La comparaison des débits traversant les brèches obtenues dans ces deux cas montre clairement sur la figure 8, que la prise en compte de la fosse d'affouillement se traduit par un débit dans la brèche largement supérieur (rapport de 1,5 dans notre cas). La cinétique d'érosion de la digue n'est toutefois pas affectée par la non prise en compte de la fosse d'affouillement Le pic de débit visible en début de surverse dans le cas n'intégrant pas la fosse d'affouillement, s'explique par le choix opéré d'un pas de temps constant. En effet, dans un calcul identique mais réalisé à pas de temps variable, et par-là respectant les conditions de convergence des calculs telle que la condition de Courant, ce pic n'apparaît pas. Notons, que dans le cas intégrant la fosse, ce pic est aussi présent, mais non visible figure 8.

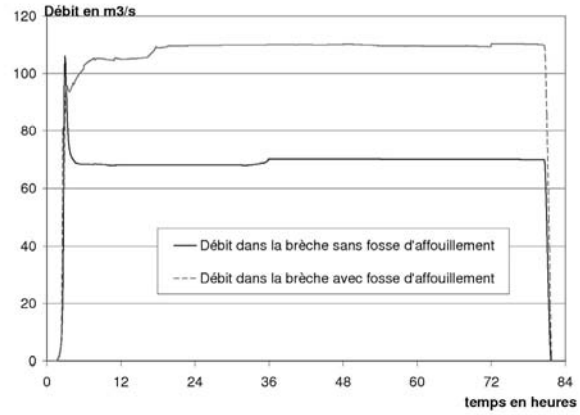
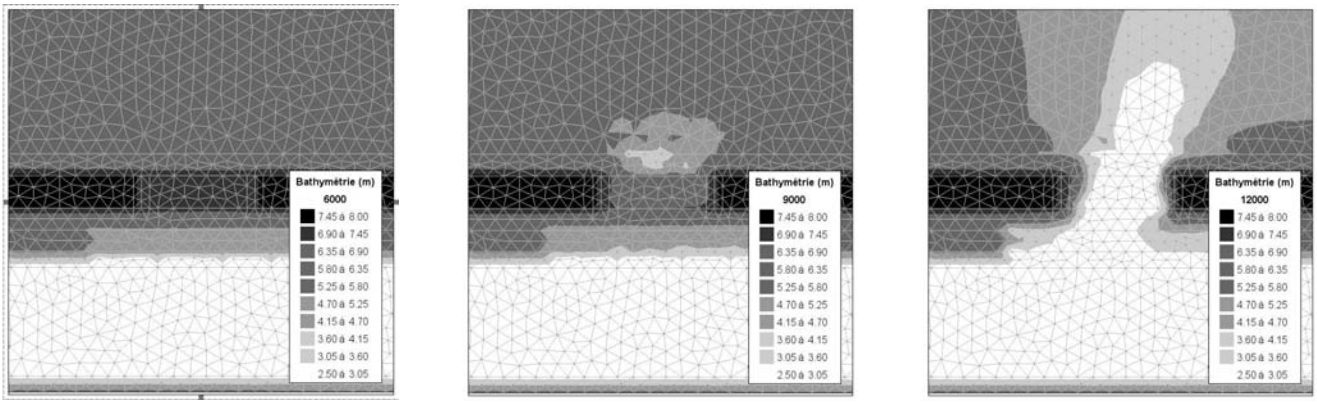


FIGURE 8: DÉBIT À TRAVERS LA BRÈCHE AVEC ET SANS FOSSE D'AFFOUILLEMENT – JEU 1



6 000 secondes *9 000 secondes* *12 000 secondes*

FIGURE 9 : ÉROSION DE LA DIGUE – JEU 1

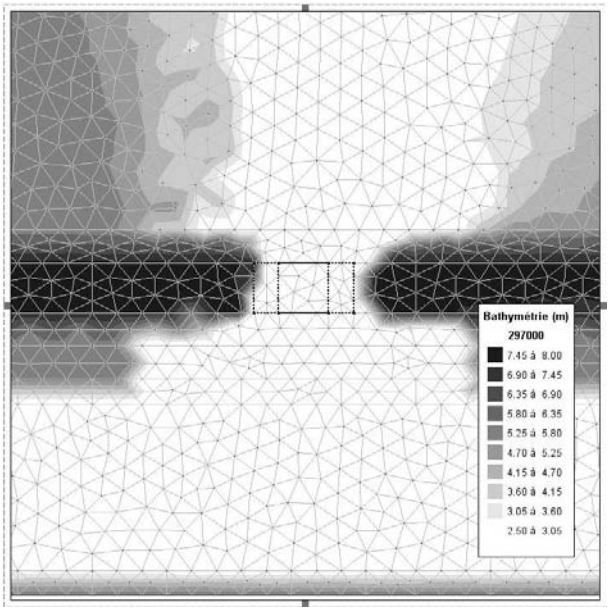


FIGURE 10: ÉLARGISSEMENT DE LA BRÈCHE OBTENU POUR L'ENTAILLE DE 6 MÈTRES – JEU 1

On rappelle que les paramètres d'érodabilité pris ici pour le val protégé sont identiques à ceux de la digue.

Constat 4 :
Nous avons réalisé un nouveau maillage du domaine avec une taille de maille de 1 mètre aux abords de la brèche et de la fosse d'affouillement. La comparaison des résultats ainsi obtenus avec les résultats précédents montre que les érosions représentées sont similaires, bien que dans le cas d'un maillage plus fin, celles-ci soient plus rapides, environ 3,3 m/h pour le jeu 1, comparés au 1,9 m/h initialement. En effet, la vitesse d'écoulement calculée en un noeud du domaine fournit la valeur représentative de la vitesse aux abords du nœud, ainsi plus la taille de la maille sera grande et plus cette vitesse correspondra à une valeur moyenne, systématiquement plus faible qu'une valeur locale. Pour le jeu 2, la vitesse d'érosion est le double de celle obtenue avec le maillage initial, ce qui produit une érosion de la digue sur la moitié de sa hauteur environ, correspondant à la phase d'incision de la digue présentée ci-dessus. Notons que le débit transitant dans la brèche ainsi obtenu est très proche de celui obtenu avec le maillage de 3 mètres.

Résultats obtenus pour l'élargissement

Le matériau réputé facilement érodable (jeu 1) a été utilisé ici pour tester la méthode proposée pour représenter l'élargissement de la brèche.
Les premiers résultats obtenus (utilisant l'équation 7b) montrent que l'érosion continue des parois de la brèche ainsi représentée, est trop faible pour modifier significativement la forme de la brèche créée par l'incision, le débit dans la brèche correspondent est alors légèrement plus fort (2%) que celui obtenu avec l'incision seule.
Nous avons procédé à de nouveaux calculs à partir d'une entaille dans la digue de 6 mètres de largeur au lieu des 18 mètres initialement utilisés. Ceci afin d'augmenter le pouvoir érosif de l'écoulement sur les parois de la brèche et voir ainsi si l'élargissement s'opérait alors de façon plus significative.
Avec cette configuration, la brèche s'élargit effectivement mais très peu, comme le montre la figure 10 et le débit transitant dans la brèche est alors d'environ 7% supérieur à celui obtenu avec l'incision seule.

Conclusion

Nos avons implémenté une loi d'érosion, celle proposée par Parthéniades, dans un logiciel de calculs hydrauliques bi-dimensionnels afin de chercher à estimer la cinétique d'érosion d'une digue par surverse, voire la largeur finale de la brèche.

Ce travail permet, dès lors que les caractéristiques du matériau constituant la digue sont approchées (cas d'une digue homogène), d'apprécier si une brèche se développe ou non dans la digue face aux sollicitations hydrauliques proposées.
Dans le cas où une brèche se crée, notre représentation fournit une description de la phase dite d'incision de la brèche, notamment sa cinétique. La fosse d'affouillement qui se crée à l'arrière de la brèche peut aussi être appréciée grâce à notre représentation, ainsi que son effet sur le débit transitant dans la brèche.
Toutefois, les résultats obtenus pour la phase dite, d'élargissement, n'étant pas probants, ces premiers résultats sur la cinétique d'érosion de la digue doivent être relativisés.
En outre, ils n'incluent pas les effets des écoulements internes à la digue et leur sensibilité à la taille du maillage du domaine de calcul est démontrée. Ce dernier point demande à être complété afin d'éclairer le choix de la taille de la maille.
Dans le cas où aucune brèche ne se développe, nous ne pouvons pas conclure à ce stade que la digue résiste puisque d'autres phénomènes tels que l'érosion interne ou encore la modification des caractéristiques du matériau, notamment le kd, sont susceptibles d'évoluer fortement avec l'humidité du matériau [5].
Les processus d'incision et d'élargissement de la brèche étant fortement dépendants, pour aller vers la représentation réaliste de la formation d'une brèche, il conviendra d'étudier différentes méthodes de représentation de la phase dite d'élargissement. Ces méthodes pourraient intégrer une ou plusieurs manières d'éroder les flancs de la brèche : une érosion continue, comme celle proposée avec la loi de Pathéniades, une érosion par sapement ou encore une érosion discrète des parois de la brèche (glissement, arrachement en bloc, effondrement…)
Ensuite, les résultats produits devront être confrontés aux résultats issus de l'expérimentation et si possible des cas historiques de rupture de digues bien documentés.

Remerciements

Ce travail a été mené dans le cadre du projet de recherche intitulé LEVEES, piloté par l'IRSTEA d'Aix en Provence et financé par le Réseau Génie Civil & Urbain (RGC&U) du MEDDE. Il a été possible grâce au soutien financier de la Direction de le Recherche et de l'Innovation du MEDDE et du CETMEF.
Ce travail est le fruit des auteurs assistés par des personnels non permanents du CETE Méditerranée : Victor Canut et Romain Grinda.

Références

[1] Cournivaud J. R. (2004*) État de l'art de la modélisation des ruptures par surverse de digues et barrages en remblai*, In : Sécurité des digues fluviales et de navigation (Cemagref Editions), Actes de colloque 25-26 novembre 2004 CFBG-MEDD, Orléans, France: 2004. pp. 111-128.
[2] Froehlich David C. (1995), *Embankment Dam Breach Parameters Revisited*. In: Water Resources Engineering, Proceedings of the ASCE Conference on Water Resource Engineering, San Antonio, Texas, 1995, pp887-891.
[3] Froehlich D.C. (2002). *IMPACT Project field tests 1 & 2: 'Blind' simulation by Dave_F.* In: Morris, M. Proc. of 2nd IMPACT Project workshop Mo-I-rana, Mo-I-Rana, Norway, 12-13th September 2002, 2002, 18 p.
[4] Meriaux P, Royet P, Folton C. (2004). Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations - Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires. Cemagref Editions, pp55-67.
[5] Morris M.W.(2009). Breaching Processes: A state of the art review, In : FLOODSite project, rep No T06-06-03, HR Wallingford UK.
[6] Morris M.W., Hassan M., Buchholzer Y., Davies T. (2009). HR BREACH : developing a practical breach model to meet industry needs. In floodsite.net, 14 p.
[7] Parthéniades E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. Journal of the Hydraulic Division, n°91, pp 105-139.
[8] Wahl T.L. (1998). *Prediction of embankment dam breach parameters—a literature review and needs assessment*. Dam Safety Rep No. DSO-98-004, US Dept. of the Interior, Bur of Reclamation, Denver, CO.
[9] Wahl T. L., Hanson G. J., Reggazzoni P.L. (2009). Quantifying erodibility of embankment materials for the modelling of Dam breach processes. Proc. of the ASDSO Dam Safety, Hollywood, Florida, 2009, 24p.

Propagation de l'onde de submersion en milieu urbain consécutive à la rupture des digues : exemples de l'Isère et du Drac

Propagation of the flood wave in urban areas resulting from levees breaches: examples of Isère and Drac

A. Masson[1], J. Viarre[1], T. Monier[1,] M. Pinhas[2], O. Manin[3]

[1]ARTELIA Eau & Environnement, Echirolles, arielle.masson@arteliagroup.com
[2]ADIDR (Association Départementale Isère Drac Romanche), Grenoble, m.pinhas@adisere.fr
[3]SYMBHI (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère), Grenoble, o.manin@cg38.fr

Résumé

Le décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques a prévu la réalisation d'études de dangers pour les digues classées de A à C. En particulier, une analyse de la propagation de l'onde consécutive à la rupture de la digue doit être réalisée. Lorsque la plaine à l'arrière de la digue est très urbanisée, une approche par modélisation simplifiée (1D) ne permet pas de rendre compte fidèlement des caractéristiques de l'onde, par exemple de l'effet de concentration de l'écoulement dans les rues. C'est pourquoi ARTELIA a développé une méthodologie fondée sur une modélisation bidimensionnelle avec le logiciel TELEMAC (propriété d'EDF-LNHE). Cette approche, s'appuyant sur une représentation réaliste du terrain naturel avec une prise en compte affinée du bâti dans la plaine, a notamment été mise en œuvre pour :

- l'étude de dangers des digues et merlons sur le secteur 1 du projet Isère amont (amont immédiat de Grenoble), pour le compte du Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère (SYMBHI).
- l'étude de dangers de la digue de classe A en rive gauche du Drac entre l'amont du pont du Rondeau et la confluence avec l'Isère, pour le compte de l'Association Départementale Isère-Drac-Romanche (ADIDR).

La méthodologie mise en œuvre et les résultats obtenus pour ces deux études sont présentés dans cet article.

Abstract

The decree of December 11th, 2007 related to the security of the hydraulic works planned the realisation of hazard studies for dykes classified from A to C. In particular, an analysis of the distribution of the wave consecutive to the break of the dyke must be realised. When the plain behind the dyke is very urbanized, an approach by simplified modelling (1D) does not allow a faithful representation of the wave characteristics, for example the effect of concentration of the flow in streets. For that reason, ARTELIA has developed a methodology using a bidimensional modelling with the TELEMAC software (property of EDF-LNHE). This approach, based on a realistic representation of the natural ground with a consideration refined by the building in the plain, was implemented in particular for:

- The hazard study of dykes and bunds on the sector 1 of the project upstream Isère river (immediate upstream of Grenoble), for the Mixed Syndicate of the Hydraulic Basins of the Isère River (SYMBHI).
- The hazard study of the dyke on left bank of the Drac River, between the upstream of the Rondeau bridge and the confluence with the Isère River, for the Departmental Association Isère-Drac-Romanche (ADIDR).

The implemented methodology and the results obtained for these two studies are presented in this article.

Introduction

Le SYMBHI est un syndicat mixte portant les grands projets de gestion intégrée de bassin versant sur les grandes rivières du département de l'Isère : Isère et Romanche. Il assure la maîtrise d'ouvrage du projet Isère Amont, basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et ayant pour but de protéger les zones urbanisées inondables entre Pontcharra et Grenoble (Isère) contre une crue bicentennale. De son côté, l'ADIDR assure la surveillance et l'entretien de 221 km de digues sur les rivières Isère, Drac et Romanche. Ces deux structures ont dû récemment mettre en œuvre la nouvelle réglementation sur les études de danger. En effet, le décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques a prévu la réalisation d'études de dangers pour les digues classées de A à C. En particulier, la partie 8 du dossier prévoit une analyse de la propagation de l'onde consécutive à la rupture de la digue.

La reproduction des écoulements en aval immédiat d'une brèche est un phénomène complexe à modéliser notamment du fait de la cinétique induite et de la propagation de l'onde

sur un terrain initialement sec. Dans le cas où la plaine à l'arrière de la digue est densément urbanisée, la schématisation simplifiée des écoulements par modélisation unidimensionnelle est insuffisante. Elle ne permet pas de reproduire fidèlement les axes préférentiels d'écoulements ainsi que les effets de seuil au sein des zones de stockage. Aussi, étant donnée l'importance de l'intensité et de la cinétique de l'inondation dans la définition des risques induits par une brèche dans un ouvrage d'endiguement, une modélisation numérique bidimensionnelle semble plus adaptée. Ce type de modélisation se base sur une représentation affinée du terrain naturel et des bâtiments urbains et représente un moyen adapté de rendre compte de la propagation de l'onde de rupture.
Après avoir brièvement défini le périmètre de l'étude ainsi que les scénarios de brèches envisagés, nous illustrerons les performances de la modélisation numérique pour deux cas de rupture : une en rive gauche de l'Isère et une en rive gauche du Drac.

Périmètre d'étude

Les linéaires concernés par ces deux études de dangers font l'objet d'un classement en catégorie A, B ou C suivant les critères de la règlementation.

Digues de l'Isère
Concernant les digues de l'Isère, la présente étude se focalise sur un linéaire de 28 km à l'aval de la vallée du Grésivaudan depuis les communes de Saint-Ismier et Villard-Bonnot jusqu'à l'agglomération grenobloise (Figure 1). Le système d'endiguement concerné se compose d'ouvrages de plusieurs types :

- les digues situées en bordure du lit mineur de l'Isère dont le niveau de protection est la crue trentennale au droit des champs d'inondation contrôlés (CIC), et la crue bicentennale au droit des zones protégées (le niveau de danger est la crue cinq-centennale pour tous les cas),
- les merlons de cantonnement des CIC en lit majeur de l'Isère. Les débordements dans ces champs d'inondation sont contrôlés par des déversoirs d'alimentation, les niveaux d'eau maximum étant régulés par des déversoirs de sécurité.

Digues du Drac
Concernant le linéaire du Drac, ce sont 5.5 km de digues classés en catégorie A et implantés sur les communes de Seyssins, Seyssinet, Fontaine et Sassenage qui sont ici étudiés (Figure 1). Aucun déversoir de sécurité ni ouvrage hydraulique n'est recensé le long de l'ouvrage. La digue est en outre constituée par des remblais en terre dont la géométrie en termes de largeur de crête et pente de talus reste similaire sur l'ensemble du linéaire. Son niveau de protection est la crue cinq-centennale.

Les sections ci-dessous exposent la méthodologie mise en œuvre afin de simuler la propagation de l'onde de submersion consécutive à une rupture localisée de ces deux digues selon les scenarios décrits ci-après.



FIGURE 1: EMPRISE DES MODÈLES NUMÉRIQUES BIDIMENSIONNELS ET EMPLACEMENT DES BRÈCHES

Scénario de défaillance

Evaluation et quantification de l'aléa
La gravité des conséquences d'une défaillance d'un ouvrage d'endiguement dépend essentiellement des facteurs suivants :

- la localisation de la zone de défaillance (zone protégée particulièrement vulnérable à l'arrière de l'ouvrage de protection),
- le type de défaillance, lui-même dépendant de la sensibilité intrinsèque des ouvrages et déterminant la cinétique de la rupture.

Dans le cas de l'Isère, le scénario de rupture peut en outre être aggravé par une surcote liée à l'absence d'un écrêtement complet des casiers d'inondation amont (dysfonctionnement d'ouvrages d'alimentation et/ou de vidange).
Concrètement, la gravité du scénario de défaillance sera ici qualifiée au regard de l'intensité de l'inondation (expansion et hauteurs d'eau de la zone inondée), de la cinétique du phénomène (vitesses de propagation de l'onde de rupture) et de la vulnérabilité des enjeux en termes de population impactée.

Localisation préférentielle des scénarios de défaillance
Afin de considérer les situations les plus pénalisantes, la localisation des scénarios de rupture a tout d'abord été déterminée en fonction des enjeux exposés. L'emplacement de la brèche a ensuite été affiné par identification des mécanismes de rupture les plus susceptibles de se produire : érosion de surface par surverse, érosion externe par affouillement, érosion interne par effet de renard hydraulique ou rupture d'ensemble. Ces phénomènes sont eux-mêmes dépendants de la géométrie de l'ouvrage, des protections des talus et des pieds de digues, du gradient hydraulique à travers l'ouvrage, du coefficient de sécurité au glissement, de la

largeur du franc-bord ainsi que des travaux de confortement réalisés. Tous ces éléments sont l'objet même de l'analyse fonctionnelle et des diagnostics initiaux de la digue. Il en résulte les scénarios résumés en Tableau 1 : 11 scénarios sur le linéaire de l'Isère et 3 sur celui du Drac.

TABLEAU 1: CARACTÉRISTIQUES DES SCENARIOS DE RUPTURES ENVISAGÉS

Rivière / Type d'ouvrage	Commune	Mécanisme de rupture	Largeur de la brèche	Hauteur de la brèche	Cinétique	Débit de pointe	Enjeux
Isère / Digue	Gières	Surverse au droit du déversoir	100 m	2.85 m	Rapide	232 m^3/s	Zone urbaine de Gières
	Gières	Surverse au droit du déversoir	100 m	2.40 m	Rapide	273 m^3/s	Campus de Gières
	Grenoble	Surverse avec effondrement du mur du cimetière	100 m	0.59 m	Lente	42 m^3/s	Zone urbaine de l'Ile Verte, cimetière
	Meylan	Surverse au droit du déversoir	100 m	2.30 m	Rapide	235 m^3/s	Quartier des Buclos
	La Tronche	Surverse	100 m		Lente	24 m^3/s	CHU de La Tronche
Isère / Merlon	Domène	Surverse du merlon	50 m	1.00 m	Rapide	35 m^3/s	Lotissements de 20 maisons
	Murianette	Surverse du merlon	50 m	0.51 m	Rapide	57 m^3/s	Zone d'activité de Murianette
	Murianette	Surverse du merlon	50 m	1.70 m	Rapide	65 m^3/s	Zone d'activité
	Meylan	Surverse du merlon	50 m	1.20 m	Rapide	46 m^3/s	Zone urbaine, centre commercial, collège
	Meylan	Surverse du merlon et de la digue	50 m	2.00 m pour la digue et 1.00 m pour le merlon	Rapide	33 m^3/s	Zone urbaine dense
	La Tronche	Surverse du merlon	50 m	1.20 m	Rapide	30 m^3/s	Cimetière, hôpital
Drac / Digue	Seyssins	Erosion externe	75 m	0.80 m	Lente	88 m^3/s	Zone urbaine
	Fontaine	Erosion interne	75 m	2.50 m	Lente	250 m^3/s	Zone urbaine
	Sassenage	Surverse	40 m	3.00 m	Lente	250 m^3/s	Zone urbaine

Géométrie des brèches

Après avoir recensé de récentes études visant à prédire les caractéristiques des brèches (forme, cinétique, processus de formation), Zerrouck et Marche [1] ont montré la très grande diversité dans les approches utilisées. Le choix de ces caractéristiques se base encore essentiellement sur l'analyse de ruptures antérieures et la prise en compte du phénomène d'érosion par surverse sur la crête de la digue. Fuamba et Marche [2] soulignent les limitations de ces approches avant de décrire les processus physiques de formation d'une brèche dans le cas d'une digue submergée notamment par modélisation physique. Ne pouvant prendre en considération les phénomènes décrits par Fuamba et Marche [2], les caractéristiques des brèches considérées dans cette étude ont été déterminées par comparaison avec des observations antérieures. L'historique des défaillances des ouvrages considérés se résume à la rupture de la digue de l'Isère au Palluel (commune de Voreppe) le 19 Juin 1948. Aucun incident n'est recensé à ce jour sur la digue en rive gauche du Drac. Les archives de l'ADIDR et de l'Institut des Risques Majeurs de Grenoble (IRMA) permettent de reconstituer le déroulement de cette crue qui entraina la rupture par érosion externe de deux tronçons de la digue en rive droite de l'Isère sur une largeur totale de 250 m (brèches de 60 m à 110 m). L'inondation des vals de rive droite due à cette défaillance entraina également la rupture par surverse de la digue du Palluel sur une largeur totale de 120 m. En adaptant les conclusions de ce retour d'expérience pour les hauteurs de digues présentes et les types de défaillances retenus, nous retiendrons une largeur de brèche de 50 m à 75 m dans le cas des digues du Drac et 50 m à 100 m dans celui de l'Isère.

La géométrie de la brèche ainsi définie, la rupture sera modélisée par un effondrement progressif de la digue sur la largeur totale de la brèche. Le fossé d'érosion formé à l'aval immédiat dans le cas d'un sol meuble n'est pas représenté. Il convient de définir à présent la cinétique et la durée d'ouverture pour chaque scénario.

Cinétique et durée d'ouverture

Préliminairement à la description de la cinétique de rupture, il est nécessaire d'indiquer que le déclenchement de chaque défaillance coïncide avec l'instant où la charge hydraulique est maximale au droit de l'ouvrage en question pour sa crue de protection. Comme indiqué précédemment, les digues de l'Isère ont un niveau de protection bicentennal correspondant à un débit de pointe de Q_{200} = 1890 m^3/s alors que les digues du Drac ont un niveau de protection cinq-centennal correspondant à un débit de pointe de Q_{500} = 2400 m^3/s.

La plupart des auteurs s'accorde sur le fait que la détermination des cinétiques de rupture présente des incertitudes très importantes. Elle dépend notamment du matériau constituant la digue, de la durée de la crue, de sa vitesse de propagation, de l'intensité de la charge hydraulique au droit de l'ouvrage, des conditions de défaillance ou encore de la couverture végétale côté plaine. Froehlich et al. (cf. [3]-[5]) ont mis en place une analyse statistique sur la base de l'observation de 63 brèches dans des digues fusibles aboutissant à des vitesses d'élargissement de l'ordre de 1 m à 2 m par minute.

En l'absence d'autres observations, mais en cohérence avec ces estimations, deux modes de ruptures sont ici envisagés :

- rupture à cinétique rapide : vitesse d'élargissement de 2 m/min
- rupture à cinétique lente : vitesse d'élargissement comprise entre 0.5 m/min et 0.9 m/min.

Une fois les caractéristiques des ruptures établies (Tableau 1), l'estimation du débit transitant par la brèche et la propagation de l'onde de rupture induite ont pu être représentées par modélisation numérique, comme décrit ci-après.

Modélisation des ondes de rupture

La représentation de la propagation de l'onde de rupture repose sur l'utilisation complémentaire de deux types de modélisation :

- (i) une modélisation unidimensionnelle à l'aide du logiciel CARIMA [6]-[7] mise en place pour les études d'inondabilité des vallées du Drac et de l'Isère (Sogreah, 1999 et 2001). Elle permet la propagation de la crue de protection sur l'ensemble du linéaire et fournit le débit transitant par la brèche (voir section suivante). Ce débit sera ensuite utilisé comme condition aux limites du modèle bidimensionnel.
- (ii) plusieurs modèles bidimensionnels locaux (logiciel TELEMAC-2D [8], propriété de EDF-LNHE) représentant les milieux urbains en arrière des zones de défaillance décrites précédemment.

Modélisation unidimensionnelle de l'Isère et du Drac et estimation du débit transitant par la brèche

Le modèle CARIMA schématise les principaux axes d'écoulement en lit mineur et au sein des casiers d'inondation. Le lit mineur et les champs d'inondation sont représentés par un ensemble de points reliés par des tronçons d'écoulement. L'état hydraulique se caractérise ainsi par les trois variables suivantes :

- le niveau de la surface libre en chaque point de calcul,
- le débit en chaque point du lit mineur,
- le débit pour chaque tronçon d'écoulement dans le champ d'inondation.

Les tronçons d'écoulement entre lit mineur et casier d'inondation peuvent être de plusieurs natures. Concernant la représentation des ouvrages d'endiguement, on utilise une liaison de type seuil où le débit déversant est estimé par les équations hydrauliques classiques.

L'élargissement de la brèche n'étant pas modélisable avec CARIMA, la rupture est prise en compte par un abaissement de la cote de la liaison de type seuil jusqu'à atteindre une cote finale d'arase, et cela en un temps correspondant à la durée totale de rupture envisagée, fonction de la cinétique. Il en résulte la caractérisation d'un hydrogramme de rupture qui sera injecté en frontière des modèles bidimensionnels décrits ci-après.

Ce choix de modélisation 1D a été appliqué en 2001 au linéaire de l'Isère s'étendant de Pontcharra jusqu'au seuil de Pique-Pierre (Grenoble) et en 1999 sur le linéaire du Drac depuis le pont de la Rivoire jusqu'à la confluence avec l'Isère. Ces deux modèles sont régulièrement mis à jour par actualisation des profils en travers du lit mineur et intègrent l'ensemble des aménagements hydrauliques récents préconisés.

Modélisation bidimensionnelle des écoulements en zone urbaine

Le logiciel TELEMAC-2D permet de résoudre, par la méthode des éléments finis, les équations de Barré de Saint-Venant bidimensionnelles déterminant la dynamique des écoulements à surface libre. Pour cela, il s'appuie sur une représentation fine du terrain naturel via un maillage triangulaire non structuré et contraint de manière à représenter les éléments topographiques singuliers (remblais, talus, fossés, etc.) ainsi que les axes privilégiés d'écoulement (rues goudronnées). La taille des mailles est donc comprise entre 5 m et 10 m à l'arrière de la digue dans les zones potentielles de défaillance et jusqu'à 25 m au loin. Il convient de noter que les bâtiments font l'objet d'un traitement particulier : dans les zones denses, ils sont regroupés en îlots imperméables et insubmersibles hors du maillage ; dans les zones d'habitat dispersé (certaines zones sur le modèle du Drac), ils sont pris en compte sous forme d'une perte de charge locale (porosité et rugosité).

L'état hydraulique se caractérise à chaque pas de temps et en chaque point de calcul par la hauteur d'eau, le niveau d'eau et la vitesse d'écoulement horizontale moyennée sur la verticale. Cette discrétisation spatiale permet une représentation de qualité des axes d'écoulement mais aussi des effets de seuil au sein des zones de stockage ainsi que des effets cinétiques liés

aux obstacles que constituent les bâtiments urbains (considérés comme insubmersibles). Le fait de pouvoir modifier localement la finesse du maillage permet en outre de représenter de manière plus détaillée les écoulements au sein des zones à enjeux ainsi que la répartition des vitesses en aval immédiat de la brèche (Figure 2).
Aucun calage ne pouvant être mis en place sur ces modèles urbains locaux, la prise en compte de la rugosité du terrain (formulation de type « Strickler ») a été déterminée par expérience, à partir des caractéristiques des sols représentés : zones boisées (5 à 10), parcs, prairies et plaines cultivées (20 à 25), ruisseaux (30), routes (40), etc.
Le débit transitant par la brèche, initialement évalué par le modèle unidimensionnel, est injecté sur la frontière du modèle bidimensionnel sur une largeur correspondant à la largeur de la brèche. Les champs de hauteurs d'eau et de vitesses d'écoulement permettent de rendre compte de la propagation de l'onde de rupture via des axes préférentiels ainsi que d'estimer l'expansion et la gravité de l'inondation induite.
Afin d'illustrer les performances de la modélisation bidimensionnelle et la complémentarité avec la modélisation unidimensionnelle, deux exemples de ruptures sont présentés en section suivante, à savoir :

- la rupture par surverse de la digue de classe A en rive gauche de l'Isère, au droit du cimetière Saint-Roch (commune de Grenoble),
- la rupture par érosion interne de la digue de classe A en rive gauche du Drac, au droit de la rue de la Liberté (commune de Fontaine).

Rupture de la digue de classe A en rive gauche de l'Isère, au droit du cimetière Saint-Roch

Le mécanisme de rupture considéré dans ce cas est une rupture de la digue par surverse d'une largeur de 100 m au droit de la rue du Souvenir longeant le mur Sud du cimetière Saint-Roch de Grenoble. Le niveau maximum atteint par l'Isère au droit de l'ouvrage pour une crue bicentennale est z = 212.94 m NGF alors que la cote du terrain naturel à l'arrière de la digue est de zTN = 212.30 m NGF.
La faible charge hydraulique induite entraine le choix d'une cinétique lente (ouverture en 200 minutes). On considère néanmoins que le débit maximal de la brèche entraine une rupture instantanée partielle du muret protégeant le cimetière Saint-Roch situé en aval immédiat de la défaillance mais uniquement sur une largeur de 25 m (point faible du mur).
L'hydrogramme de rupture de la digue est présenté Figure 4.

Propagation de l'onde de rupture
On note par T_0 l'instant du déclenchement de la brèche.
L'onde de rupture se propage initialement au sein du cimetière, les écoulements étant guidés par les murets de protection considérés comme résistants à l'écoulement.



FIGURE 2: MAILLAGES DU MODÈLE 2D DE LA ZONE URBAINE DE GRENOBLE (GAUCHE) ET DE LA RIVE GAUCHE DU DRAC (DROITE)

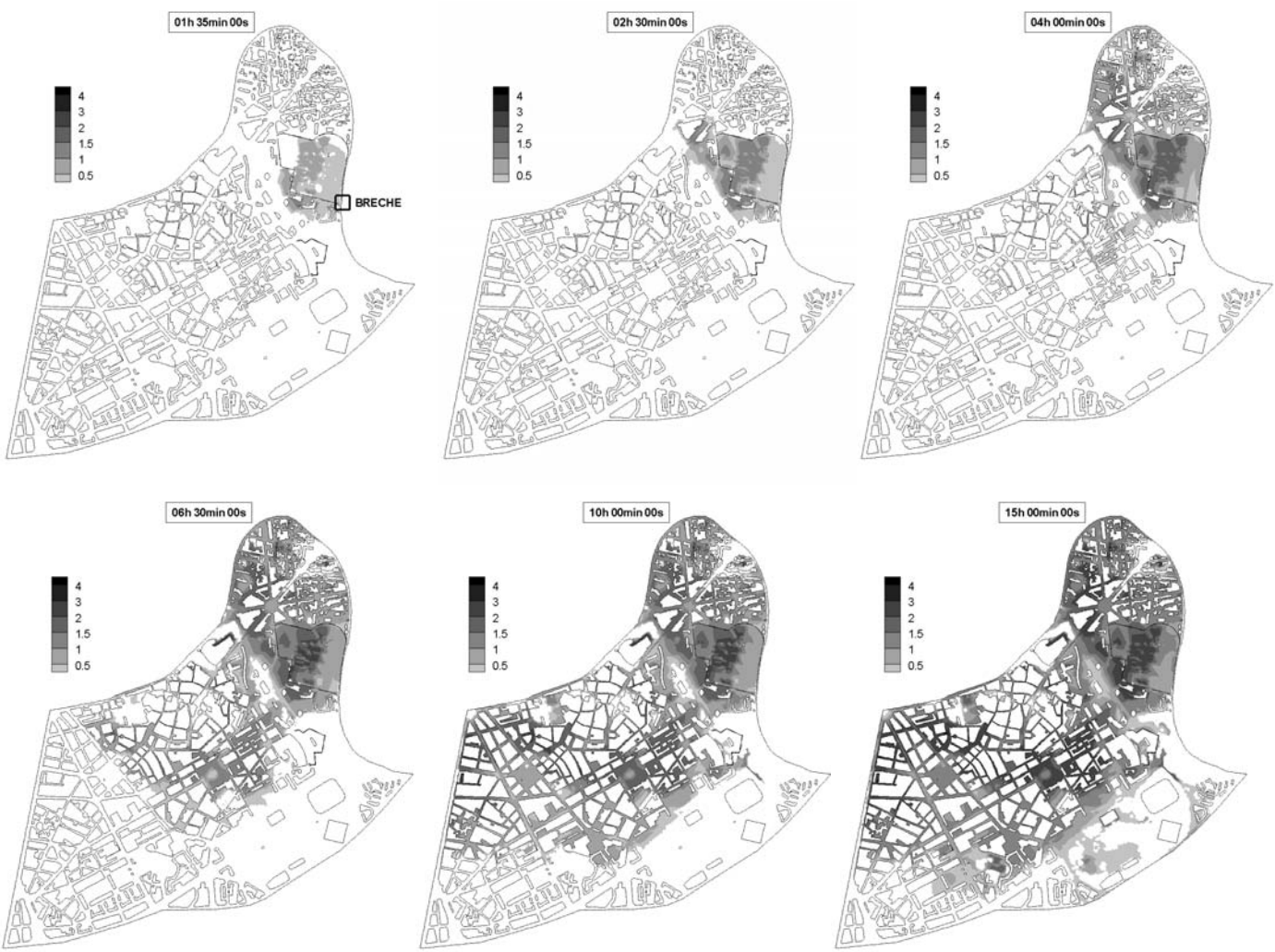


FIGURE 3 : PROPAGATION DE L'ONDE DE RUPTURE CONSÉCUTIVE À LA DÉFAILLANCE DE LA DIGUE EN RIVE GAUCHE DE L'ISÈRE

A T_0+1h35, les terrains jusqu'à une distance de 400 m de la brèche sont inondés. L'écoulement atteint le quartier de l'Ile Verte dans la boucle de l'Isère (au nord de la brèche) 2h30 après le déclenchement de la rupture, avant d'inonder tout le quartier à T_0+4h.
Les écoulements se propagent alors ensuite vers l'ouest en direction du centre historique de Grenoble via les principaux axes routiers orientés est/ouest, puis dans un second temps vers le sud. 13h25 après le déclenchement de la brèche, l'Hôtel de Ville de Grenoble est touché par les eaux. La décrue s'entame à T_0+20h alors que la zone inondée couvre une superficie de l'ordre de 3 km^2 (Figure 3).

Hauteurs d'eau et vitesses maximales simulées
Les hauteurs maximales atteignent localement 3 m notamment aux points les plus bas de la plaine. La zone d'aléa fort au vu des hauteurs, définie comme étant l'emprise pour laquelle les hauteurs d'eau sont supérieures à 1 m, couvre donc de nombreux quartiers.
Les vitesses maximales simulées excèdent localement 3 m/s au droit de la brèche. Au sein de la zone urbaine, elles n'excèdent que rarement 1 m/s au niveau des zones de contraction, par exemple en entrée des rues étroites.

Rupture de la digue de classe A en rive gauche du Drac, au droit de la rue de la Liberté

Le scénario de défaillance illustré dans ce cas est une rupture par érosion interne sur une largeur de 75 m au droit de la rue de la Liberté (commune de Fontaine). La simulation de cette brèche présente un enjeu particulièrement important compte tenu de la densité de population dans la zone protégée. De plus, la cinétique de propagation de l'inondation est vraisemblablement amplifiée en raison de la localisation de la brèche au droit de la rue de la Liberté. Le niveau maximum

atteint par le Drac au droit de l'ouvrage pour une crue cinq-centennale est z = 216.80 m NGF alors que la cote du terrain naturel à l'arrière de la digue est de z_{TN} = 213.30 m NGF (d'où une charge hydraulique induite de 3.50 m). Nous considérons ici un effondrement jusqu'à la cote z = 214.30 m NGF soit un mètre au-dessus du terrain naturel. Ce choix s'explique par la présence d'un point dur constitué par une rampe d'accès sur le talus aval de la digue, confortée par des murs en gabions. La durée d'ouverture a été estimée à 1h30 induisant une cinétique de rupture de 0.83 m/min. Dans ces conditions, le débit de pointe transitant par la brèche est approximativement de Q = 250 m^3/s. L'hydrogramme de rupture est présenté Figure 5.
Nous ne nous attacherons pas par la suite à décrire précisément la propagation de l'onde de rupture mais plutôt à en synthétiser les principales caractéristiques. Une attention particulière sera portée à la définition des zones d'aléa fort que ce soit en termes de hauteurs d'eau ou de vitesses d'écoulement.

Caractéristiques de l'emprise inondée et cinétique de propagation de l'onde de rupture
L'importance du débit transitant par la brèche entraine une cinétique d'inondation très rapide. Cette dynamique induit une inondation immédiate de la zone urbaine en arrière immédiat de l'ouvrage, puis une propagation vers l'Ouest et le Nord-Ouest du fait de la pente naturelle de la plaine.

Détermination des zones d'aléa fort
L'évaluation de la gravité des conséquences d'une défaillance se base sur un comptage de la population dans les zones dites d'aléa fort. Ces zones sont ici délimitées au regard des hauteurs maximales simulées (> 1 m) et des vitesses d'écoulement (> 0.5 m/s). En zone urbaine dense, la méthodologie de comptage repose sur une estimation du ratio surface en aléa fort / surface de l'îlot, la population de l'îlot étant connue au travers des données Insee. En zone d'habitats dispersés, les maisons en aléa fort sont dénombrées individuellement, et 2,5 personnes sont comptées par maison.

La Figure 6 illustre la répartition des zones d'aléa fort selon les deux critères hauteurs d'eau et vitesses d'écoulement.
Concernant les hauteurs d'eau simulées, on remarque qu'elles dépassent 1 m au niveau :

- du tiers aval du casier d'inondation depuis le chemin du Drac,
- de la zone d'accumulation comprise entre les remblais d'accès routiers au pont du Vercors et au pont Esclangon,
- de plusieurs points bas dans le centre de la commune de Fontaine.

Cependant, le critère le plus impactant n'est pas celui basé sur les hauteurs d'eau mais davantage celui tenant compte des vitesses d'écoulement. En effet, l'écoulement se propage à une vitesse supérieure à 0.5 m/s sur l'ensemble de la zone inondée exceptés :

- à l'Ouest de l'avenue de Romans et au niveau du quartier du Gua,
- à l'extrémité Ouest de la zone inondée.

Ainsi, en cumulant l'impact des hauteurs d'eau et celui des vitesses d'écoulement, la quasi-totalité de l'emprise inondée est impactée par l'onde de submersion. Le bourg de Sassenage et le Sud de la commune de Fontaine, épargnés par l'onde de rupture pourraient néanmoins être utilisés pour l'évacuation.

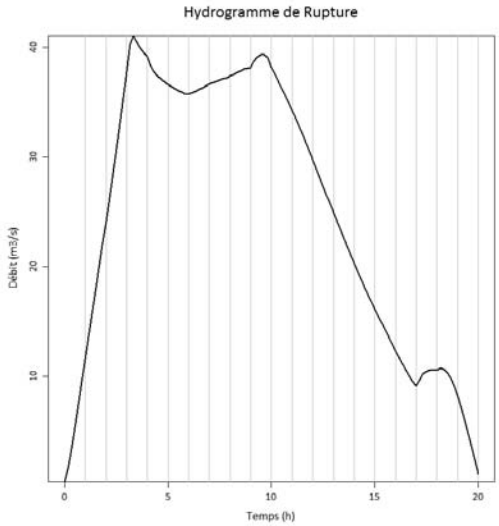


FIGURE 4: HYDROGRAMME DE RUPTURE DE LA DIGUE EN RIVE GAUCHE DE L'ISÈRE, AU DROIT DE LA RUE DU SOUVENIR

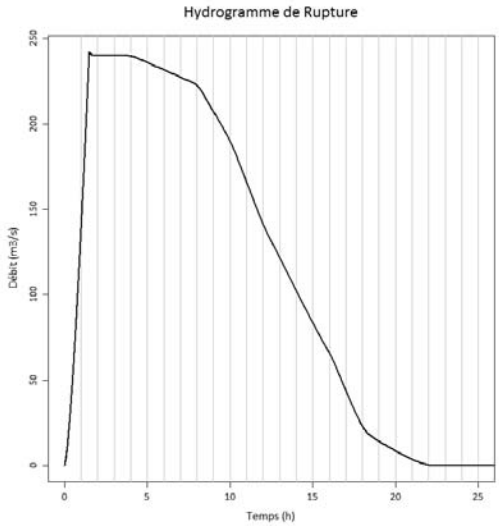


FIGURE 5: HYDROGRAMME DE RUPTURE DE LA DIGUE EN RIVE GAUCHE DU DRAC, AU DROIT DE LA RUE DE LA LIBERTÉ

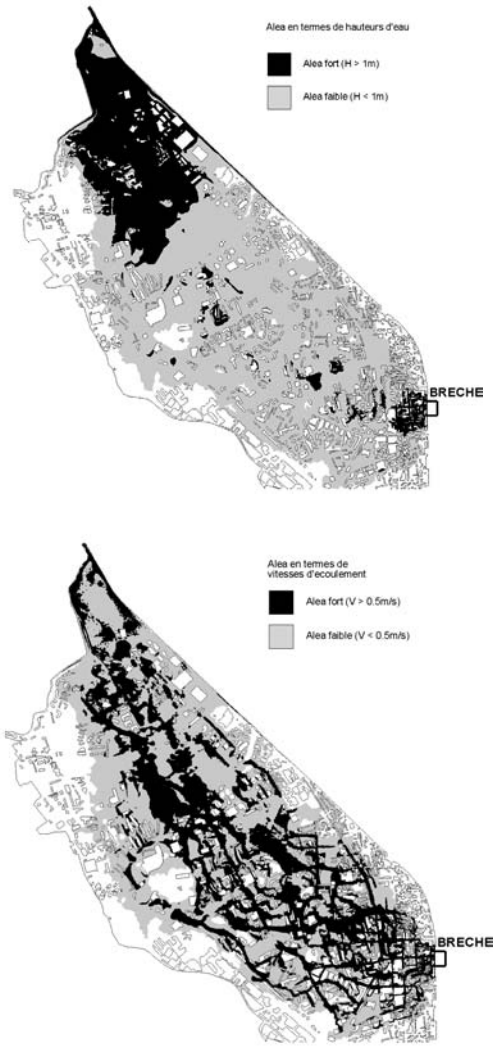


FIGURE 6: RÉPARTITION DES ZONES D'ALEA FORT EN TERMES DE HAUTEURS D'EAU ET DE VITESSES D'ÉCOULEMENT

Conclusion

La méthodologie développée par ARTELIA pour les études de dangers des digues se base sur l'utilisation complémentaire d'une modélisation unidimensionnelle globale sur le cours d'eau et d'une modélisation bidimensionnelle détaillée de la zone protégée par la digue.

Cette méthodologie répond parfaitement à la demande réglementaire par la caractérisation fine de la propagation de l'onde (intensité et cinétique) consécutive à la défaillance de la digue, en particulier lorsque celle-ci protège une plaine densément urbanisée. Elle permet également de déterminer la gravité associée à chaque cas de défaillance par l'évaluation précise des populations impactées en zones d'aléa fort. Le degré de détail utilisé rend en effet possible une analyse à l'échelle de la rue, voire même du bâtiment.

Pour l'Isère amont et le Drac, les dossiers d'études de dangers des digues ont été remis en décembre 2012 pour examen par les services instructeurs. La méthodologie présentée ici a ensuite été proposée et reprise avec succès notamment dans le cadre des études de dangers des digues de l'Eau d'Olle, des digues de l'Isère en aval de Grenoble ou bien encore des digues de la Rivière des Galets et de la Ravine Charpentier à La Réunion.

Remerciements

Nous tenons à remercier particulièrement nos interlocuteurs de l'Association Départementale Isère-Drac-Romanche ainsi que ceux du Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère pour leur coopération et leur disponibilité.

Références

[1] Zerrouck N.E., Marche C. (2001). *Forecasting the breaches of failed earth-fill dams are still difficult.* Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 28, pp. 120-132.

[2] Fuamba M., Marche C., Pelletier C. (2002). *Descriptif du processus de formation de la brèche lors de la rupture d'une digue submergée.* Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, 2002.

[3] Froehlich, D.C. (1987). *Embankment-dam breach parameters.* Hydraulic Engineering, Proc. 1987 ASCE National Conf. on Hydraulic Engineering, New York, 570-575.

[4] Froehlich, D.C. (1995a). *Embankment dam breach parameters revisited*. Water Resources Engineering, Proc. 1995 ASCE Conf. on Water Resources Engineering, New York, 887-891.

[5] Froehlich, D.C. (1995b). *Peak outflow from breached embankment dam.* J. Water Resour. Manage. Div., Am. Soc. Civ. Eng., 121 1 , 90-97

[6] Cunge J.A., Holly F.M.Jr, Verwey A (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics.* Pitman 1980*,* Institute of Hydraulic Research, College of Engineering, The University of Iowa, Iowa City, IA 52242-1585 USA.

[7] Holly F.M. Jr, Parrish J.B.III (1993). *Description and evaluation of program: CARIMA.* ASCE, Journal of Irrigation and Engineering, Vol.119, No.4.

[8] Hervouet J.M. (2003). *Hydrodynamique des écoulements à surface libre, Modélisation numérique avec la méthode des éléments finis*. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussés.

[9] Commission internationale des grands barrages (1998). *Dam-break flood analysis: Review and recommendations.*

[10] Paquier A. (2001). *Rupture de barrage : validation des modèles numériques du Cemagref dans le cadre de CADAM*. Ingénieries n°28.

[11] Courivaud J.R., (2004). *Etat de l'art de la modélisation des ruptures par surverse de digues et barrages en remblai*. Colloque Sécurité des digues fluviales et navigation, Orléans, France, 25/11/2004.

Modélisation hydraulique de la mise en transparence du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles

Hydraulic modeling of the neutral setting of the railway embankment between Tarascon and Arles

C. Girard[1], J. Schaguene[1], A. Masson[1], R. Tourment[2], J.B. Faure[3], S. Rabaseda[4]

[1] ARTELIA Eau & Environnement, Echirolles, arielle.masson@arteliagroup.com
[2] IRSTEA, Aix-en-Provence, remy.tourment@irstea.fr
[3] IRSTEA, Lyon, jean-baptiste.faure@irstea.fr
[4] RFF, Marseille, sandrine.rabaseda@rff.fr

Résumé

La crue du Rhône des 3 et 4 décembre 2003 a provoqué entre autres la rupture des digues protégeant les passages routiers sous le remblai de la voie ferrée entre Tarascon et Arles, induisant l'inondation de la plaine du Trébon et du nord-est de l'agglomération d'Arles.
Suite à cet événement, un programme de travaux de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues a été élaboré dans le cadre du Plan Rhône.
Concernant le secteur entre Arles et Tarascon, les travaux prévus consistent en particulier en :

- La création d'une digue à l'ouest du remblai ferroviaire, dimensionnée pour contenir la crue de protection de type « décembre 2003 sans brèche dans le système », et résistant à la rupture jusqu'à la crue de sûreté d'occurrence millénale. La maîtrise d'ouvrage de ces travaux est assurée par le Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM).
- La réalisation de 10 ouvrages hydrauliques régulièrement espacés sous le remblai ferroviaire, prévus pour fonctionner en charge, afin d'assurer l'évacuation du débit déversé par la digue. La maîtrise d'ouvrage de ces travaux est assurée par Réseau Ferré de France (RFF).

L'étude détaillée de modélisation hydraulique, destinée à vérifier le fonctionnement global de cet ensemble d'ouvrages et à en affiner le dimensionnement, présentée dans cette communication est portée par RFF, assisté de SYSTRA et d'IRSTEA, et réalisée par ARTELIA.
Pour répondre aux objectifs de l'étude, ARTELIA a proposé de mettre en œuvre une double approche :

- Une modélisation 2D avec le logiciel TELEMAC (EDF-LNHE) couvrant la plaine rive gauche du Rhône entre la crête de la digue déversante et jusqu'à 1 km environ à l'aval du remblai ferroviaire,
- Une modélisation 3D à l'aide du logiciel OpenFOAM (OpenCFD Ltd), représentant les 2 types d'ouvrages envisagés, afin de caractériser la loi hydraulique de fonctionnement de l'ouvrage, loi qui sera utilisée dans le modèle 2D de plus grande emprise.

La particulière complexité des écoulements considérés, et donc de la modélisation, est principalement due aux écoulements longitudinaux dans l'espace inter-remblais et au régime variable dans les ouvrages (surface libre / en charge).
La méthodologie et les premiers résultats obtenus sont présentés dans cet article.

Abstract

On December 3rd and 4th 2003, dykes protecting the roads crossing below the railway embankment between Tarascon and Arles collapsed. As a result, most of the Trebon plain and the North-East part of Arles were flooded.
Following this event, a master plan, called "Plan Rhône", was designed to secure structures protecting against flood.
In the area between Arles and Tarascon, works planed consist in:

- Creating a dyke on the west side of the railway embankment. This dyke should be designed to protect against flow type of December 2003 and should not collapse for a flow event of a 1000 years return period. The Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM) is the contracting owner.
- Building 10 hydraulic structures below the railway embankment with a regular space between them.

Those structures are head hydraulic structures and should be designed to flow out the incoming flow from the dyke. Réseau Ferré de France (RFF) is the contracting owner.

The detailed hydraulic model study regarding the 10 hydraulic structures is presented in this paper. The study aims at validating the hydraulic structures principles and optimizing their size. This study is made by ARTELIA, on RFF request, assisted by SYSTRA end IRSTEA.

Artelia method to answer study objectives is the following:

- A 2D hydraulic model with the Télémac system (EDF-LNHE) integrating the space between the dyke and the railway embankment, the 10 hydraulic structures below the embankment and the plain on the East side of the embankment up to 1 kilometer width.
- Two 3D hydraulic models with the OpenFoam system (OpenCFD Ltd), representing each the 2 types of hydraulic structures designed. The results from those computations are used to accurately define hydraulic laws inside the structure. Those laws are integrated afterwards to the 2D hydraulic model.

This study is complicated because it requires taking into account flows between the dyke and the railway embankment and therefore flow transfers from one structure to another. It also requires taking into account unsteady flow inside the structures which means 2 different flow regimes (head regime and free surface flow regime). Methodology and first results are explained in the paper.

Introduction

Une première série d'études préliminaires a été menée par Coyne & Bellier pour le compte de RFF, afin de définir le nombre d'ouvrages nécessaires sous le remblai ferroviaire, leurs types, leurs dimensions et leurs positions. L'objectif est de pouvoir évacuer la crue millénale sans dépasser une cote fixée à l'amont des ouvrages pouvant mettre en danger la stabilité du remblai ferroviaire et à assurer un fonctionnement dénoyé de la digue déversante alimentant les ouvrages. Suite à ces premières études, 10 ouvrages ont été définis de manière à avoir un fonctionnement nominal en charge.

Le modèle réalisé par ARTELIA a pour objectif de valider et d'optimiser les dimensionnements issus des études préliminaires. Les ouvrages ayant été considérés jusqu'à présent comme indépendants les uns des autres, la modélisation s'avère nécessaire afin de prendre en compte les interactions des ouvrages (transfert de débit par exemple). Une première phase de notre étude a permis de s'orienter vers des ouvrages de 2 types : 5 ouvrages de 25m de large avec deux voiles de 1m de large chacun, et 5 ouvrages de 20m de large avec un voile intermédiaire de 1m de large.

Dans cette publication nous présentons la méthodologie que nous avons développée afin d'intégrer un fonctionnement précis des ouvrages, décrit par une modélisation 3D avec OpenFoam, au modèle d'écoulement à surface libre Télémac-2D de la zone d'étude. Ainsi cette méthodologie utilise de manière complémentaire un code 2D et un code 3D.

Présentation du modèle hydraulique de la zone d'étude

Description et emprise du modèle

Le modèle utilisé est le modèle hydraulique bidimensionnel Télémac qui utilise la méthode des éléments finis afin de résoudre les équations de Barré-Saint-Venant.

Le plan de situation présenté en Figure 1 permet de localiser la zone d'étude.

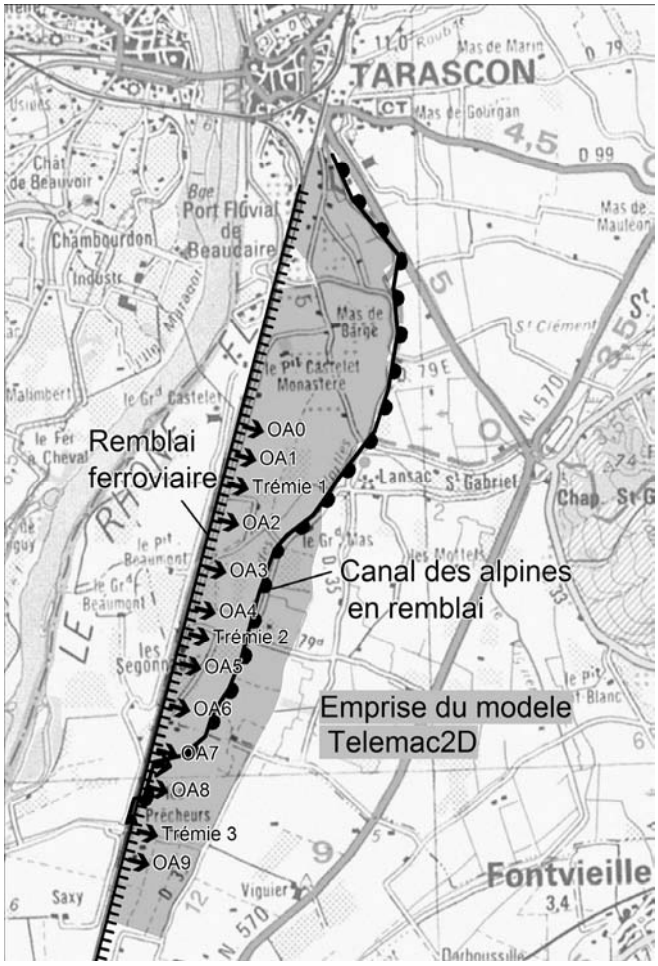


FIGURE 1: PLAN DE SITUATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

A l'Ouest, le maillage commence au niveau de la crête de la digue déversante. C'est le long de cette ligne qu'est imposée la condition limite amont permettant d'injecter dans le modèle le débit déversé. La digue est déversante sur l'ensemble de son linéaire représenté, soit 5000m. Entre la digue déversante et le remblai ferroviaire se trouve l'espace inter-remblai, défini par une largeur de 15 m entre le pied de la digue et le pied du remblai. Le remblai ferroviaire est, dans

le modèle, considéré comme insubmersible, l'objectif de l'étude étant de dimensionner les ouvrages sous le remblai afin d'éviter toute surverse pour la crue de projet d'occurrence millénale. Sous le remblai ferroviaire, 10 ouvrages (notés OA0 à OA9) doivent permettre d'évacuer le débit déversé par-dessus la digue. Les ouvrages sont positionnés tous les 500 m environ. A ces ouvrages s'ajoutent également 3 trémies routières qui participent aussi à faire transiter le débit.

A l'Est du remblai ferroviaire se trouve la plaine du Trébon, dont la pente principale est globalement Nord-Sud. Cette plaine est traversée du Nord-Est jusqu'au Sud-Ouest par le canal des Alpines qui passe sous le remblai ferroviaire. Ce canal est en remblai et contrôle les écoulements dans la plaine à l'Est du remblai. De ce fait, l'emprise du modèle remonte relativement loin vers le nord du fait du remous hydraulique du canal. Au sud du canal des Alpines, le modèle a été étendu jusqu'à la RD35. C'est le long de cette route qu'est définie la condition limite aval. Un niveau en fonction du temps est imposé pour cette limite, extrait des résultats du modèle de plus grande emprise mis en œuvre par EGIS dans le cadre de l'étude de ressuyage à l'arrière du remblai ferroviaire [2].

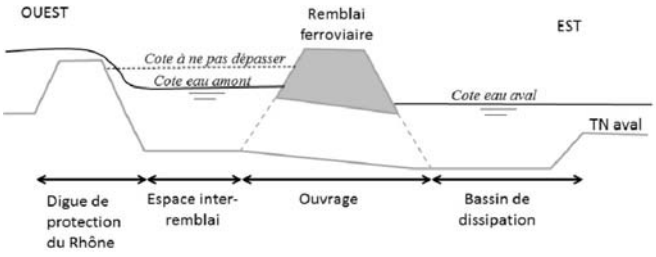


FIGURE 2: COUPE TRANSVERSALE AU DROIT D'UN OUVRAGE

Les ouvrages sont de 2 types. Les caractéristiques des ouvrages OA0 à OA4 sont les suivantes :

- Largeur : 25 m
- Hauteur : 2.7m
- Voiles : 2 voiles de 1m de large (largeurs inter-voiles :7.5/10/7.5 m)

Les caractéristiques des ouvrages OA5 à OA9 sont les suivantes :

- Largeur : 20 m
- Hauteur : 2.7m
- Voile : 1 voile de 1m de large (largeurs inter-voiles :10/10 m)

Comme l'indique la Figure 2, chaque ouvrage présente une légère pente, 20cm de différence de niveaux entre la cote de l'espace inter-remblai et la cote du radier aval. Directement à l'aval de l'ouvrage se trouve un bassin de dissipation en forme de demi-cercle d'un rayon d'environ 18m.

Calage du modèle

Le calage du modèle a été effectué sur la base des résultats obtenus avec le modèle de grande emprise de l'étude de ressuyage [2]. Ce modèle avait lui-même été calé sur la reconstitution de brèches de la crue de 2003 de manière à retrouver les laisses observées. Un coefficient de Strickler de 15 dans la plaine à l'Est du remblai et de 30 dans l'espace inter-remblai a été adopté.

Lors de cette phase de calage les ouvrages ont été modélisés au moyen de lois d'ouvrages classiquement utilisées dans les logiciels de modélisation afin d'être cohérent avec le modèle de grande emprise. Une loi de fonctionnement seuil (avec un seuil de 1cm) est utilisée pour le fonctionnement à surface libre de l'ouvrage, une loi d'orifice pour le fonctionnement en charge de l'ouvrage.

Si $Z_{am} < Z_V$, le fonctionnement de l'ouvrage suit une loi de seuil :

- Si $Z_{am} - Z_{av} > \frac{1}{3}(Z_{am} - Z_S)$, le seuil est dénoyé :

$$Q = \mu L \sqrt{2g}(Z_{am} - Z_S)^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

- Si $Z_{am} - Z_{av} \leq \frac{1}{3}(Z_{am} - Z_S)$, le seuil est noyé :

$$Q = \mu L \frac{3\sqrt{3}}{2} \sqrt{2g(Z_{am} - Z_{av})}(Z_{av} - Z_S) \quad (2)$$

Si $Z_{am} \geq Z_V$, le fonctionnement de l'ouvrage suit une loi d'orifice :

- Si $Z_{av} < \frac{1}{2}(Z_V + Z_S)$, l'orifice est dénoyé :

$$Q = \varphi L(Z_V - Z_S)\sqrt{2g\left(Z_{am} - Z_S - \frac{(Z_V - Z_S)}{2}\right)} \quad (3)$$

- Si $Z_{av} \geq \frac{1}{2}(Z_V + Z_S)$, l'orifice est noyé :

$$Q = \varphi L(Z_V - Z_S)\sqrt{2g(Z_{am} - Z_{av})} \quad (4)$$

avec :

Q Débit (m^3/s)
μ Coefficient de débit de seuil, pris égal à 0.4
φ Coefficient de débit de l'orifice, pris égal à 0.6
L Largeur effective de l'ouvrage (m)
g Accélération de la pesanteur (9.81 m^2/s)
Z_{am} Cote de l'eau à l'amont de l'ouvrage (m NGF)
Z_{av} Cote de l'eau à l'aval de l'ouvrage (m NGF)
Z_S Cote de seuil (ou radier) de l'ouvrage (m NGF)
Z_V Cote de voute (ou sous-poutre) de l'ouvrage (m NGF)

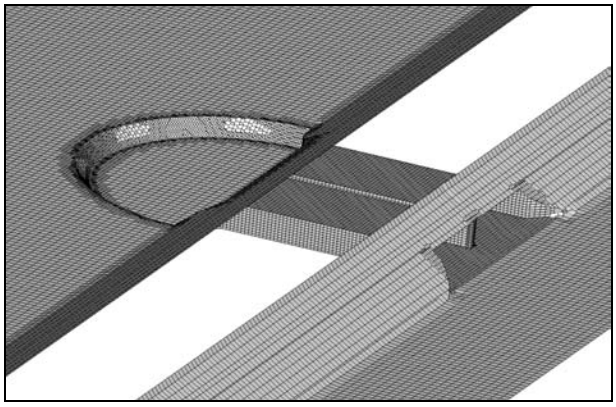


FIGURE 3: MAILLAGE DE L'OUVRAGE TYPE DE 20M DE LARGE

Suite au calage [1], des tests de sensibilité des paramètres suivants ont été menés : coefficients de Strickler, coefficients de débitance des lois d'orifice et seuils, cote altimétrique du canal des Alpines, condition limite aval. Ces tests ont été effectués pour un débit sur la digue déversante d'environ 350m3/s correspondant au déversement pour une crue de type 1856 à Beaucaire. Il s'avère que les niveaux d'eau dans l'espace inter-remblai sont plus sensibles aux coefficients de débit de la loi d'orifice, aux coefficients de Strickler et à la cote altimétrique du canal. L'impact est de l'ordre d'une dizaine de centimètres dans l'espace inter-remblai. La sensibilité de la cote altimétrique du canal confirme que les endiguements dans la plaine à l'Est du remblai ferroviaire conditionnent fortement les écoulements. Le niveau à l'aval des ouvrages est imposé par le canal des Alpines et contrôle le débit des ouvrages. L'analyse des calculs au niveau des ouvrages montre qu'ils fonctionnent uniquement en mode noyé. Les différences de charge amont/aval de l'ouvrage varient de quelques centimètres à 40 centimètres.

Modélisation détaillée des ouvrages

Nécessité d'une modélisation détaillée

La représentation des ouvrages lors de la phase de calage était une première approche. L'étude de dimensionnement des ouvrages nécessite une modélisation plus fine de ces derniers :

- D'une part, pour le fonctionnement orifice, le coefficient de débitance, qui permet de prendre en compte les pertes de charges liées à l'entonnement en amont de l'ouvrage et à la dispersion à l'aval, doit être affiné.
- D'autre part, il est nécessaire de mieux représenter le fonctionnement à surface libre. Une loi de seuil était une première approche simplificatrice étant donnée la configuration de l'ouvrage.

Tandis que, le fonctionnement à surface libre de l'ouvrage peut être correctement décrit avec un modèle 2D en choisissant une taille de mailles adaptée, l'utilisation d'une modélisation 3D est nécessaire pour préciser le fonctionnement en charge. Les simulations 3D permettent de calculer des débits transitant dans les ouvrages pour un niveau amont et aval donné. Ainsi une évolution du coefficient de débit de la loi d'orifice peut être déduite. Cette nouvelle loi d'orifice avec un coefficient de débit variable va permettre d'intégrer les résultats d'OpenFoam dans Télémac2D.

Modélisation 3D des ouvrages avec OpenFoam

Deux ouvrages types ont été modélisés : un ouvrage type de 20m de large avec un voile intermédiaire (cf. Figure 3), et un ouvrage type de 25m avec deux voiles intermédiaires.

Pour chacun des deux modèles, le domaine considéré prend en compte :

- une représentation schématique de l'espace inter-remblai, avec un fond plan situé à la cote d'entrée de l'ouvrage, s'étendant sur 150m de part et d'autre de l'entonnement ;
- une représentation schématique du talus du remblai ferroviaire, avec une pente constante et deux côtés de celui-ci ;
- un ouvrage type de la largeur considérée, avec l'entonnement et le bassin de dissipation associé ;
- un domaine aval suffisamment large pour dissiper les effets de mise en vitesse dus à l'ouvrage, avec un fond plan.

Chaque modèle est discrétisé en plusieurs volumes de contrôle définis par les mailles du modèle. Ces dernières sont majoritairement parallélépipédiques. Leurs tailles varient de 25cm à 150cm selon la zone du modèle. Le maillage est complété par des volumes de formes polyédriques pour s'adapter à la forme de l'ouvrage.

Etant donné le coût en termes de temps de calcul de chaque simulation, il est nécessaire de les réaliser en régime pseudo-permanent et de limiter leur nombre. Nous présentons ci-après les lignes directrices pour définir le programme des simulations à mener.

Il apparaît que les pertes de charge générées dans l'ouvrage sont dépendantes de la charge à l'amont de l'ouvrage ainsi que de la différence de charge entre l'amont et l'aval de l'ouvrage. Pour chacun des 2 types d'ouvrages modélisés (20m et 25m), deux différences de charges ont été prises en compte, pour chacun des 4 niveaux amont considérés. Le débit transitant dans l'ouvrage est alors calculé par OpenFoam et, connaissant le niveau amont et aval, on en déduit un coefficient de débit.

L'hypothèse est prise d'une alimentation uniformément répartie en condition limite amont, afin de représenter au mieux le débordement sur la digue de premier rang.

Cette dernière hypothèse, ajoutée à la symétrie induite par la géométrie du domaine d'étude, permet de réduire fortement les coûts en termes de temps de calcul, en ne considérant que la moitié du domaine d'étude décrit précédemment, et en appliquant une condition de symétrie au nouveau domaine ainsi généré.

TABLEAU 1: COEFFICIENTS DE DÉBIT TROUVÉS À L'ISSUE DES SIMULATIONS 3D POUR UN OUVRAGE DE 20M

SL amont (m)	Différence de charge amont / aval (m)	Débit calculé par le code3D OpenFoam (m3/s)	Coefficient de débit résultant du débit calculé
4.5	0.24	67	0.60
	0.52	99	0.60
4	0.26	89	0.77
	0.52	124	0.76
3.5	0.25	89	0.78
	0.46	114	0.74
3.25	0.24	91	0.82
	0.44	122	0.81

TABLEAU 2: COEFFICIENTS DE DÉBIT TROUVÉS À L'ISSUE DES SIMULATIONS 3D POUR UN OUVRAGE DE 25M

SL amont (m)	Différence de charge amont / aval (m)	Débit calculé par le code3D OpenFoam (m3/s)	Coefficient de débit résultant du débit calculé
4.5	0.25	111	0.81
	0.43	142	0.79
4	0.21	111	0.88
	0.5	145	0.75
3.5	0.27	109	0.76
	0.47	118	0.63
3.25	0.28	87	0.60
	0.49	113	0.59

Pour tenir compte de l'écoulement à surface libre, le schéma de résolution du modèle est de type VOF (Volume Of Fluid), c'est-à-dire que chaque maille est caractérisée par un coefficient α de « remplissage ». Dans le calcul, lorsque α vaut 1, la maille est en eau, et lorsque cette valeur est de 0, la maille est en air. Le coefficient α est déterminé en chaque point par une équation de transport locale. Cette méthode permet un suivi précis de la forme de la surface libre dans l'ouvrage. Le coefficient α permet également, dans le cadre de la résolution numérique du calcul, d'imposer les termes de viscosité et de densité à chaque élément de maillage.

Pour modéliser la turbulence, nous utilisons le modèle RANS (Reynolds Average Navier-Stokes) standard à 2 équations k-Omega (k : énergie cinétique turbulente et Omega : le taux de dissipation). Différents schémas de turbulence ont été testés induisant des différences de débit transitant dans l'ouvrage de l'ordre de 4%.

Les résultats des différentes simulations sont présentés dans les Tableaux 1 et 2 suivants.

Ces coefficients, compris entre 0.6 et 0.8, semblent cohérents. Ils correspondent à un ouvrage dont la débitance est haute.

On constate que :

- pour les 2 ouvrages, si l'on considère un niveau amont, le coefficient de débit est plus élevé lorsque la différence de charge amont/aval est moindre. Ce coefficient étant représentatif des pertes de charge de dissipation d'énergie de l'entonnement et de l'élargissement à l'aval, on peut effectivement s'attendre à un coefficient plus élevé lorsque le noyage est plus important, la dissipation à l'aval de l'ouvrage étant moins forte.
- les coefficients de débit ne varient pas dans le même sens sur les 2 ouvrages en fonction du niveau amont. Pour l'ouvrage à 20m, les coefficients diminuent lorsque les niveaux amont augmentent. Il semble cohérent d'avoir une dissipation plus forte lorsque les niveaux augmentent. En revanche, pour l'ouvrage à 25m c'est le contraire. La différence principale entre les 2 ouvrages est le nombre de voiles. Le coefficient de débit est représentatif d'une contraction de la section d'écoulement. Ainsi pour les 2 types d'ouvrages on peut supposer qu'une évolution contraire de coefficients signifie que pour l'un la contraction verticale est prépondérante tandis que pour l'autre c'est la contraction horizontale. Ce point serait à valider sur un modèle physique.
- pour l'ouvrage à 25m, le coefficient trouvé pour une hauteur amont de 4m et une différence de charge de 21cm semble toutefois élevée (0.88).

Ce dernier point nous indique que nous atteignons probablement les limites de la modélisation 3D avec notre maillage. En effet, les ouvrages fonctionnant en mode fortement noyé, nous avons été jusqu'à raffiner verticalement le maillage tous les 25cm mais cette valeur reste de l'ordre de grandeur de la perte de charge étudiée. Il aurait été nécessaire de raffiner encore plus sur la verticale, et donc aussi dans les autres directions, car sinon le ratio de déformation des cellules serait devenu trop élevé. Un raffinement plus important aurait entrainé un surcoût en termes de temps de calcul, préjudiciable à l'étude. L'incertitude que nous avons sur les simulations avec une perte de charge de l'ordre de 20cm, nous a amené pour la suite de l'étude à écarter les coefficients trouvés pour cette perte de charge. Ainsi nous avons conservé un coefficient de débit seulement fonction du niveau amont. Le débit que peut laisser passer l'ouvrage pour un noyage aval important, inférieur à une différence de charge de 50cm, est légèrement sous-estimé mais ceci permet d'être sécuritaire par rapport au dimensionnement de l'ouvrage.

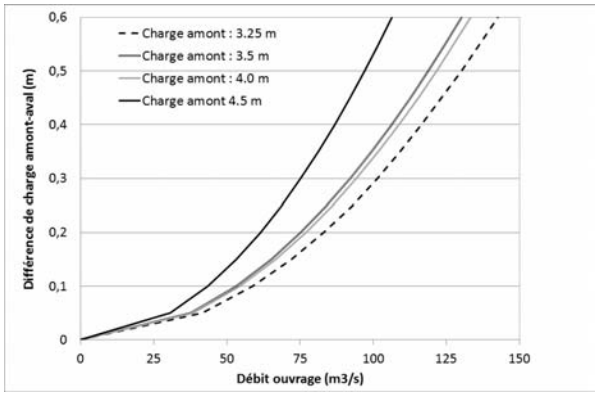


FIGURE 4: DÉBIT DE L'OUVRAGE À 20M EN FONCTION DE LA CHARGE EN AMONT DE L'OUVRAGE ET DE LA DIFFÉRENCE DE CHARGE AMONT/AVAL DE L'OUVRAGE

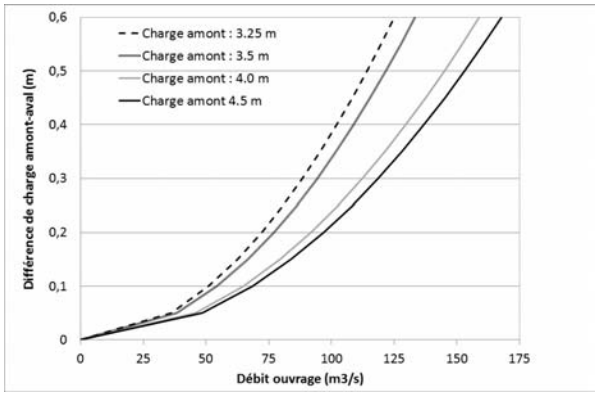


FIGURE 5: DÉBIT DE L'OUVRAGE À 25M EN FONCTION DE LA CHARGE EN AMONT DE L'OUVRAGE ET DE LA DIFFÉRENCE DE CHARGE AMONT/AVAL DE L'OUVRAGE

La modélisation 3D nous a permis d'affiner la loi d'orifice (en fonctionnement noyé). L'équation (4) précédemment cité peut donc s'écrire :

$$Q = \varphi(Zam)L(Z_V - Z_S)\sqrt{2g(Z_{am} - Z_{av})} \quad (5)$$

avec :

- Q Débit (m^3/s)
- φ (Zam) Coefficient de débit, fonction de la charge amont, déterminé par la modélisation 3D
- L Largeur effective de l'ouvrage (m)
- g Accélération de la pesanteur (9.81 m^2/s)
- Z_{am} Cote de l'eau à l'amont de l'ouvrage (m NGF)
- Z_{av} Cote de l'eau à l'aval de l'ouvrage (m NGF)
- Z_S Cote de radier de l'ouvrage (m NGF)
- Z_V Cote de sous-poutre de l'ouvrage (m NGF)

Les figures 4 et 5 indiquent les débits en fonction du niveau amont et de la différence de charge, avec cette nouvelle loi d'orifice calée sur le modèle 3D.

Intégration des résultats OpenFoam dans le modèle global Télémac-2D

La représentation dans un logiciel d'écoulements à surface libre, tel que Télémac-2D [1], d'un ouvrage fonctionnant à la fois à surface libre et en charge au cours d'une même simulation peut s'avérer complexe. Suite à une investigation de plusieurs méthodes, la méthodologie que nous avons retenue pour représenter de manière fine les ouvrages dans le modèle Télémac-2D de la zone d'étude est la suivante :

- Maillage fin des ouvrages en intégrant les voiles afin de représenter correctement le fonctionnement à surface libre.
- Ajout d'une perte de charge complémentaire par prise en compte d'une force de frottement additionnelle dans l'ouvrage. Cette force de frottement s'écrit sous la forme :

$$F = -\frac{C}{A}U^2 \quad (6)$$

Avec :
F : force de frottement additionnelle
A : surface de l'ouvrage où est appliquée cette force
C : coefficient de frottement additionnel
U : vitesse de l'écoulement

La valeur du coefficient de frottement additionnel sera définie de manière à générer la même perte de charge que celle calculée par le modèle 3D des écoulements dans l'ouvrage, comme explicité par la suite.

Choix du maillage pour une bonne représentativité du fonctionnement à surface libre

Pour chacun des 2 ouvrages, un maillage local Télémac-2D de l'ouvrage a été réalisé (cf. Figure 6). L'effet de la taille de mailles choisies joue un rôle important. En effet, il est nécessaire d'avoir des tailles de maille de l'ordre de grandeur de la contraction de l'écoulement dans l'ouvrage. Une maille trop grande peut conduire à générer des contractions plus importantes que la réalité et ainsi sous-estimer la capacité de l'ouvrage. C'est ce que montrent le tableau et les images ci-dessous. Les résultats sont issus de simulations réalisées pour des niveaux d'eau de 2.7m en amont de l'ouvrage et 2.5m en aval, le coefficient de Strickler dans l'ouvrage a été pris égal à 90.

Calage des coefficients de frottement additionnels pour représenter la mise en charge de l'ouvrage

Suite aux résultats obtenus avec la modélisation 3D, la formulation de la loi d'orifice a été affinée, en obtenant un coefficient de débit variable selon la charge amont pour chaque ouvrage. Les modèles locaux Télémac-2D des ouvrages présentés précédemment ont permis de réaliser des simulations pour trouver les coefficients de frottement additionnels laissant transiter le bon débit dans l'ouvrage.

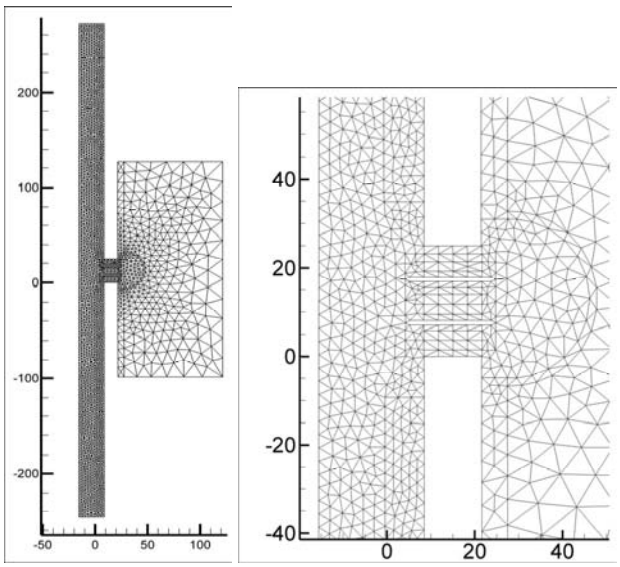


FIGURE 6 : MAILLAGE LOCAL 25M TÉLÉMAC-2D

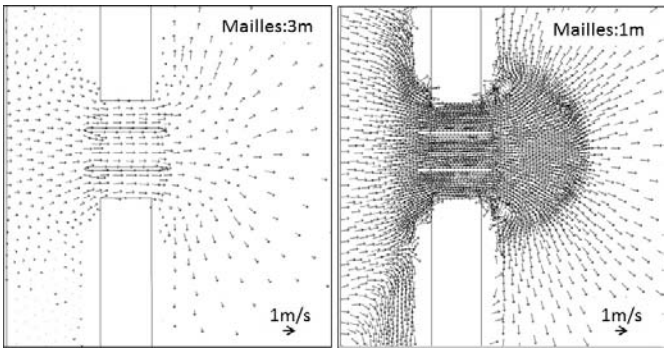


FIGURE 7 : CHAMP DES VITESSES DANS L'OUVRAGE SUIVANT LA TAILLE DES MAILLES (3M ET 1M)

Le principe est le suivant : on impose un niveau amont et un niveau aval en régime pseudo-permanent et on fait varier le coefficient de trainée de manière à retrouver le débit issu de la formulation du modèle 3D. La modification du code Télémac permet d'effectuer cette procédure de manière automatique. Pour chaque ouvrage, 4 niveaux amont ont été envisagés, et pour chacun de ces niveaux amont, 3 niveaux aval ont été imposés. Le tableau ci-dessous détaille les coefficients de frottement additionnels trouvés pour l'ouvrage à 20m.

Intégration au modèle global Télémac-2D de la zone d'étude

Les résultats précédents ont été intégrés au modèle global de la zone d'étude en :

- Maillant les ouvrages avec des tailles de mailles de l'ordre de 1m et en représentant les voiles dans le maillage. Ainsi une représentation correcte des écoulements pendant la phase de fonctionnement de l'ouvrage à surface libre est assurée.
- En intégrant une force de frottement additionnelle de manière à prendre en compte le fonctionnement en charge de l'ouvrage comme dans la modélisation 3D. Le coefficient de frottement additionnel est déterminé à chaque pas de temps par une double interpolation en fonction de la charge amont et de la différence de charge amont / aval de l'ouvrage.

TABLEAU 3: EFFET DU MAILLAGE SUR LE DÉBIT DE L'OUVRAGE – LARGEUR OUVRAGE 25M / NIVEAU AMONT 2.7M / NIVEAU AVAL 2.5M

Taille de mailles dans l'ouvrage	Débit transitant dans l'ouvrage
3 m	52 m^3/s
1 m	61 m^3/s
0.4 m	65 m^3/s

TABLEAU 4: COEFFICIENTS DE FROTTEMENT ADDITIONNELS ISSUS DU CALAGE POUR UN OUVRAGE DE 20M DE LARGE

Charge amont (m)	Différence de charge (m) (Charge amont - charge aval)	Coefficient de frottement additionnel
2.9	0.05	0
	0.20	0
	0.35	0
3.25	0.05	9
	0.25	8
	0.45	4
3.5	0.05	16
	0.25	13
	0.45	13
4	0.05	27
	0.25	25
	0.50	21
4.5	0.05	64
	0.25	60
	0.50	54

La validation du bon fonctionnement en charge des ouvrages est vérifiée pour chaque ouvrage. Le graphique ci-après présente les résultats pour l'OA9. L'évolution de la charge en amont et en aval de l'ouvrage calculée par Télémac-2D, ainsi que le débit transitant dans l'ouvrage sont représentés. Pour certaines charges amont, correspondant aux valeurs pour lesquelles les calculs avec la modélisation 3D ont été effectués, nous avons calculé, par la formulation orifice calée sur le modèle 3D, les débits qui doivent transiter dans l'ouvrage. Ceux-ci sont cohérents avec les valeurs calculées par le modèle Télémac-2D.

TABLEAU 5: COEFFICIENTS DE FROTTEMENT ADDITIONNEL ISSUS DU CALAGE POUR UN OUVRAGE DE 25M DE LARGE

Charge amont (m)	Différence de charge (m) (Charge amont - charge aval)	Coefficient de frottement additionnel
2.9	0.05	0
	0.20	0
	0.35	0
3.25	0.05	31
	0.25	27
	0.50	18
3.5	0.05	21
	0.25	17
	0.50	26
4	0.05	22
	0.20	19
	0.50	27
4.5	0.05	38
	0.25	35
	0.45	34

TABLEAU 6: DÉBITS CALCULÉS PAR TÉLÉMAC ET DÉBITS ISSUS DE LE FORMULATION OPENFOAM

Débit calculé par Télémac (m3/s)	Débit issu de la formulation OpenFoam (m3/s)	Erreur (%)
39	37	4
64	64	0
115	115	0
64	64	0
38	37	0

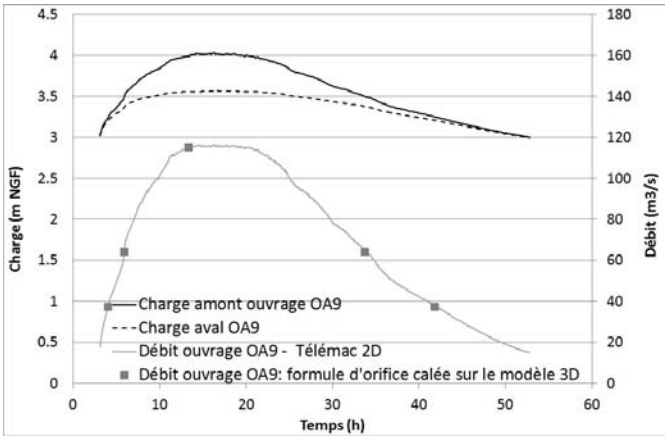


FIGURE 8 : VÉRIFICATION DE LA COHÉRENCE DES DÉBITS CALCULÉS PAR TÉLÉMAC-2D ET CEUX DE LA FORMULATION ORIFICE CALÉE SUR LE MODÈLE 3D POUR L'OA9

Conclusion

Le dimensionnement des ouvrages hydrauliques nécessite souvent de les intégrer à une modélisation hydraulique pour prendre en compte les caractéristiques des écoulements dans lesquels l'ouvrage doit être implanté.

Pour un ouvrage fonctionnant en charge, une modélisation 3D peut décrire de manière fine les écoulements transitant à l'intérieur de l'ouvrage. La modélisation 3D est cependant coûteuse en temps de calcul et il n'est en général possible de représenter que le champ proche des écoulements.

La méthodologie développée par ARTELIA à l'occasion de l'étude hydraulique de transparence du remblai ferroviaire entre Tarascon et Arles, objet de la présente publication, démontre la pertinence d'une approche complémentaire des deux types de modélisation 2D et 3D.

Afin de compléter cette approche, il serait cependant intéressant de réaliser un modèle physique permettant de conforter les résultats de la modélisation 3D.

Le modèle développé et présenté dans cet article nous permettra, dans les phases ultérieures de la mission, d'optimiser les dimensions des ouvrages de transparence hydraulique, afin de trouver le meilleur compromis entre efficacité hydraulique, coût global de l'opération, et respect des différentes contraintes du projet.

Remerciements

Nous tenons à remercier particulièrement nos interlocuteurs de l'IRSTEA, de SYSTRA, de RFF et du SYMADREM pour leur coopération et leur disponibilité.

Références

[1] Artélia Eau et Environnement, 2012, *Sécurisation de la rive gauche du Rhône et transparence hydraulique du remblai ferroviaire. Etude hydraulique phase 2*.

[2] Egis-Eau, 2012, *Etude relative à la gestion et au réssuyage des eaux déversées en rive gauche du Rhône entre Tarascon et Arles*.

[3] Hervouet J.M, 2007. *Hydrodynamics of free surface flows modeling with the finite element method. Wiley*.

Thème 7

Surveillance, entretien et maintenance, y compris les coûts

Rapporteurs : T. Mallet (Symadrem) et P. Royet (Irstea)

Détection et alerte précoce de fuites et de ruptures de digues par système composite textile-fibre optique

Early detection and warning of dike leakage and failure with a fiber optic sensor-enabled geotextile

O. Artières[1]

[1] TenCate Geosynthetics, Bezons, o.artieres@tencate.com

Résumé

Les plans de surveillance et de maintenance des digues de protection peuvent maintenant s'appuyer sur des techniques d'auscultation de grande envergure. L'association de la technologie de mesure distribuée par fibre optique avec les propriétés mécaniques et hydrauliques des géotextiles est une solution éprouvée depuis plus de 8 ans pour détecter et localiser les signes précurseurs de fuites ou d'instabilité des ouvrages soumis à des crues, tout en augmentant la sécurité des personnels en charge de leur surveillance. Cette solution a été validée sur plusieurs ouvrages expérimentaux et installée sur des digues de protection en France, en Angleterre et en Chine.

Abstract

Procedures for the survey and the maintenance of flood protection dikes can now include long distance monitoring techniques. Dike owners need to monitor several tenths of kilometres with a high spatial resolution not to miss a critical event, such as leakages leading to internal erosion and piping, or soil movements from settlements or slope slides. They also want to improve the safety of the surveying staff. The combination of the fiber optic distributed sensing technology with the mechanical and hydraulic properties of the geotextiles is a monitoring and an early warning solution proven for more than 8 years to detect and localise the early signs of leakage or instability of the flood protection hydraulic works. The fiber optic sensor-enabled geotextile embeds and protects several redundant optic cables. This technology offers both high temperature resolution of 0.1°C and high soil strain resolution of 0.01%. Very small leakage around 1 l/min/m can be detected when coupled to a proper physical or statistical data analysis. The very good friction behaviour between the soil and the geotextile sensor can transfer very small soil strain to the fiber. The performance of this solution was validated on several scale 1:1 experimental works in France and in the Netherlands. It has been installed since 2007 on several dikes of different structures. The paper presents three case studies: along the Loire river on flood protection dikes but not flooded yet, then on a canal dike in UK stressed by tidal water changes, and finally on a flood protection dike along the Yellow River in China.

Introduction

Le suivi des ouvrages hydraulique, parfois à l'aide de systèmes d'auscultation, est un aspect important de leur plan de surveillance et de maintenance. Il peut également être intégré à un système d'alerte précoce en cas de sollicitations extrêmes, comme par exemple lors de crues ou de tempêtes.

Les digues de protection sont des ouvrages linéaires de grande envergure. Il faut pouvoir ausculter des dizaines voire des centaines de kilomètres avec une résolution spatiale suffisante pour ne pas manquer un évènement préjudiciable, comme des fuites pouvant générer une érosion, ou des mouvements de sol, comme des affaissements ou des glissements, et ceci avec la meilleure précision possible pour générer des alertes précoces et fiables face à des évènement soudains. La mesure distribuée par fibre optique permet d'ausculter ces grands linéaires de plusieurs dizaines de kilomètres avec la même instrumentation tout en conservant une précision de mesure de même qualité que les capteurs ponctuels conventionnels et une résolution spatiale de l'ordre du mètre. La détection et la localisation des fuites par thermométrie par fibres otiques sont utilisées depuis la fin des années 1990 dans les digues en eau et dans les barrages [1], et en France à partir de 2002 sur le Canal d'Oraison appartenant à EDF [2]. L'utilisation de cette technologie de mesure dans les digues de protection remonte à notre connaissance en France à 2007 sur les levées de la Loire par l'installation sur environ 1 kilomètre de long d'une solution d'auscultation novatrice de grande envergure issue d'un projet de développement soutenu par l'ANR et labellisé en France par le RGCU (Projet «HydroDetect») et en Europe par Eureka (Σ!3361 SafeDike). Cette solution commercialisée depuis sous le nom TenCate GeoDetect®

utilise un capteur composite associant un textile technique (géotextile) et des fibres optiques pour mesurer simultanément la température pour détecter et localiser les fuites, et la déformation du sol pour détecter et localiser les mouvements de l'ouvrage. La fonction détection des fuites par thermométrie a fait l'objet de plusieurs communications [4]. Après avoir décrit cette solution, nous présentons trois digues de protection ou digues « sèches » en mettant l'accent sur la mesure de la déformation : les levées de la Loire sur le Val d'Authion entre Saumur et Angers, une digue de protection urbaine maritime en Angleterre soumise à un fort batillage journalier lié à la marée et l'auscultation d'une digue de protection contre les inondations le long du Fleuve Jaune en Chine.

La solution d'auscultation et de détection précoce

Outre les problèmes de fuite et d'érosion pouvant être détectés par thermométrie, les ouvrages hydrauliques en terre sont sujets comme tout ouvrage en terre à des mouvements de sol, tassements, fissuration ou glissements, qui peuvent s'avérer également préjudiciables pour leur sécurité. L'association de câbles optiques sur un géotextile permet de détecter des déformations de sol très faibles, inférieures à 0,01%, comme cela a été montré sur de nombreux ouvrages depuis près de 8 ans [3]. En effet, le géotextile offre un excellent frottement avec le sol et transmet les mouvements du sol vers le câble optique sur lequel il est liaisonné. La partie geotextile apporte également ses fonctions hydrauliques et mécaniques, notamment le renforcement du sol ou sa filtration. Le géotextile offre d'autre part un bon niveau de protection des fibres optiques et la capacité à porter plusieurs lignes optiques.

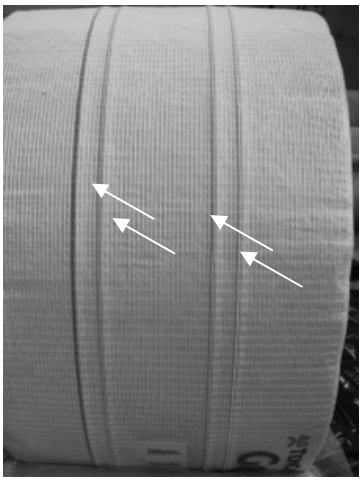


FIGURE 1 : LE CAPTEUR COMPOSITE TEXTILE ET LES 4 CÂBLES OPTIQUES (FLÈCHES) POUR LA MESURE SIMULTANÉE DE LA TEMPÉRATURE ET DE LA DÉFORMATION.

Par ailleurs, la mesure de la déformation est très complémentaire de la mesure de la température et permet d'améliorer la détection des phénomènes d'érosion occasionnant des conduits ou des cavités [4].
La mesure distribuée Raman ou Brillouin est une des technologies de mesure par fibre optique éprouvées pouvant être intégrées dans cette solution d'auscultation par fibres optiques. Elle est très adaptée aux mesures sur des grands linéaires. Son principe repose sur l'analyse spectrale de la lumière d'un pulse laser de longueur d'onde donnée λ_0 rétrodiffusée par la fibre : en tout point de la fibre optique les hétérogénéités et les vibrations moléculaires de la silice vont rétrodiffuser une faible partie de cette lumière incidente selon le spectre indiqué en figure 2. Une partie de la lumière est retournée avec la même longueur d'onde λ_0 que la lumière incidente (pic Rayleigh). Des pics secondaires de lumière se créent également de part et d'autre de la longueur d'onde incidente λ_0. Les variations de température et de déformation en tout point vont modifier la forme de ces pics: les pics Brillouin se décalent en longueur d'onde lorsque la température et la déformation varient, alors que l'amplitude du pic Raman ne dépend que de la température.

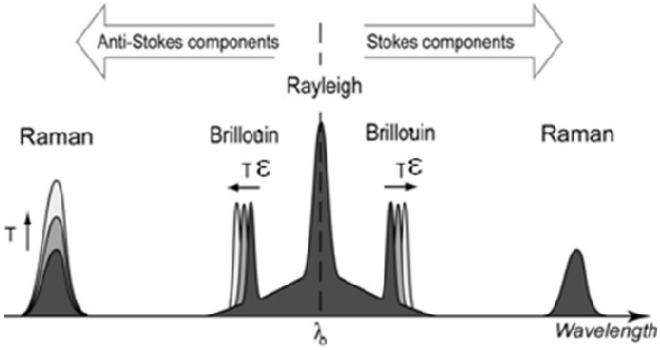


FIGURE 2 : SPECTRE DE LUMIÈRE RÉTRODIFFUSÉE UTILISÉE DANS LA MESURE DISTRIBUÉE (λ_0 EST LA LONGUEUR D'ONDE DE LA LUMIÈRE INCIDENTE).

De très faibles déformations du sol, à partir de 0,01%, et des variations de température de 0,1°C peuvent être détectées avec une résolution spatiale de 1 m.
Ce capteur présente également l'avantage d'un très faible encombrement par rapport à des capteurs conventionnels qui par leur taille peuvent perturber la zone de sol mesurée.
Cette solution peut être utilisée pour la surveillance de longue durée, la détection précoce d'évènements ou pour une évaluation rapide de la performance d'un ouvrage. Une auscultation continue et permanente à distance peut transmettre des données en temps réel pour évaluation et analyse. Pour chaque projet, des valeurs de déclenchement du système d'alerte peuvent être mises en place. Selon les besoins du projet, il est possible d'avoir accès à l'équipement et aux mesures, soit à distance soit manuellement sur le site.

Levées de la Loire (France)

Un tronçon de levée de la Loire d'environ 900 m de long à Saint-Martin-de-la-Place (49) a été choisi par la DREAL Centre et la DDT49 comme site expérimental de la solution de détection des fuites et des déformations par fibres optiques. Il s'agit de la première application en France de cette technologie sur une digue de protection contre les crues. Les bandes du capteur composite textile à fibres optiques ont été installées en novembre 2007 lors de travaux de confortement du talus aval. Ils s'intègrent dans un plan global de confortement de la digue de protection contre les crues en rive droite de la Loire, entre Tours et Angers. L'instrumentation de mesure est placée dans un local de la station de pompage mis à disposition par L'Entente Interdépartementale pour l'Aménagement du bassin de l'Authion (figure 3). La hauteur du talus côté val est de l'ordre de 6 m, sa pente varie entre 1v/2h et 2v/3h. La longueur moyenne du rampant aval est de l'ordre de 11 m. Sur le talus aval profilé avec une pente de 1v/1,8h, un système de filtration et de drainage géotextile est installé sous une recharge en tout-venant stabilisé en pied par un cavalier drainant en gravier (figure 4). Les bandes du capteur composite sont fixées sur le talus à trois niveaux: en tête, à mi-pente et en pied (figures 5 et 6).



FIGURE 3 : LE TRONÇON EXPÉRIMENTAL DE LA LEVÉE DE LA LOIRE (TRAIT BLANC)

A la fin de la pose des bandes et de leur connexion au local de mesure par un câble optique de jonction, la continuité des fibres et les pertes d'intensité lumineuse ont été contrôlées sur chaque boucle de mesure. Au total, quatre boucles optiques de mesure indépendantes ont été créées, deux pour la température, et deux pour la déformation, incluant les deux boucles redondantes de sécurité.
Une première série de mesures de température, correspondant à la référence digue sèche, a été effectuée fin 2007. Un état de référence des déformations a été réalisé en janvier 2010. Le budget de ce projet expérimental n'a pas permis de maintenir à demeure les instrumentations pour une acquisition continue des données, comme cela doit être le cas dans un dispositif d'alerte. La procédure alternative consiste à les installer dès qu'une alerte de crue est émise par le réseau d'alerte de la DREAL. Cependant, la Loire n'a pas connu de crue significative depuis 2007 mettant en charge la levée sur cette section, ce qui n'a pas encore permis de localiser d'éventuels points d'instabilité ou zones de fuite sur l'ouvrage. Une mesure continue des déformations sur l'année 2010 a cependant été réalisée sur la digue sèche.

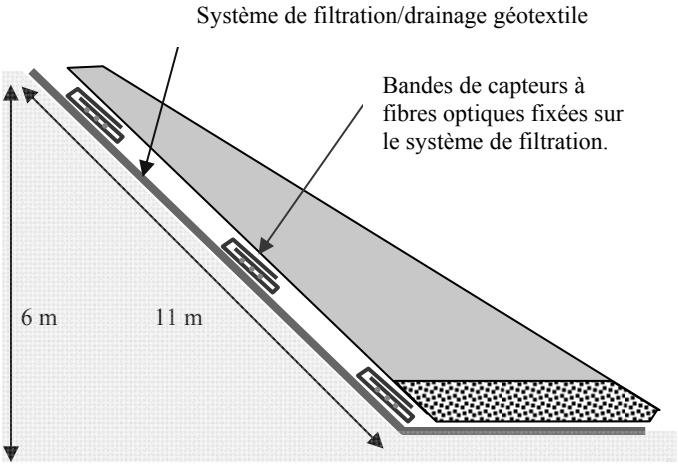


Figure 4 : Profil aval conforté de la de levée



FIGURE 5 : DÉROULAGE ET FIXATION DES BANDES CAPTEUR SUR LE SYSTÈME DE FILTRATION GEOTEXTILE



FIGURE 6 : LES TROIS NIVEAUX DE BANDES CAPTEUR INSTALLÉES SUR LE TALUS AVAL

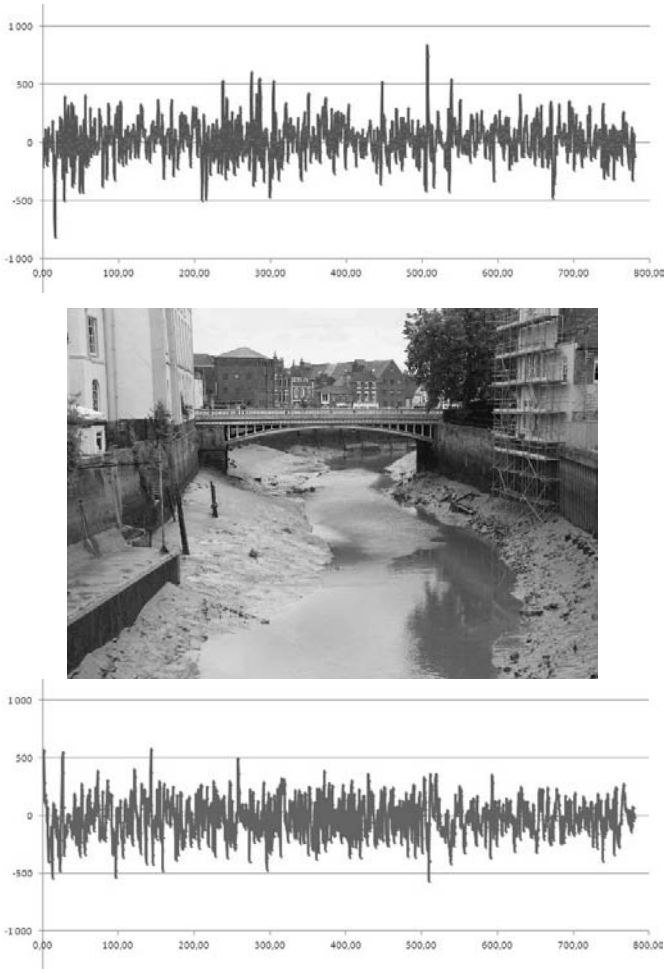


FIGURE 7 : DÉFORMATIONS MESURÉES SUR LA LEVÉE DE L'AUTHION EN TÊTE DE TALUS AVAL (HAUT) ET EN PIED DE TALUS AVAL (BAS) ENTRE JANVIER 2010 ET JANVIER 2011.

La figure 7 montre les déformations au niveau du pied aval et au niveau de la tête de talus aval entre le 6 janvier 2010 (référence) et le 3 janvier 2011. Les déformations sont relativement faibles, inférieures à 800 με, soit 0,08%. Elles sont liées probablement à une stabilisation ou à un tassement résiduel du sol. En effet, l'influence de la température est faible, car les bandes sont enfouies dans le sol, et une variation de température de 10°C dans le sol correspondrait seulement à 20 με.

Digue urbaine maritime à Boston (Angleterre)

Boston est une ville de la côte Est de l'Angleterre sujette à un risque élevé d'inondation. Elle est raccordée à la mer par un canal qui est soumis à un fort marnage jusqu'à 6 m d'amplitude au printemps (Figure 8). Une digue en terre du centre ville à proximité de l'écluse «Grand Sluice» présente des signes d'instabilité avec des zones de glissement.
Cet ouvrage est géré par l' « Environment Agency » et il a été choisi comme tronçon de démonstration de technologies d'auscultation dans le cadre du projet européen « Urbanflood » du 7ème PCRD [5]. Il a été instrumenté sur une longueur de 300 m environ par le capteur composite géotextile fibre optique pour suivre l'évolution des glissements de terrain. Ainsi, avec une résolution longitudinale de 1m, ce sont 600 points qui sont acquis en simultané à chaque pas de mesure.

Installation du système d'auscultation
Le capteur conditionné en rouleaux de 0,76 m de large et de 600 m de long a été déroulé en continu sur deux niveaux le long du talus, permettant d'intercepter les loupes potentielles de glissement (Figure 9). Les bandes sont placées dans une tranchée peu profonde de 20 ou 40 cm de profondeur, afin de ne pas créer d'instabilité locale (Figure 10). Pour la même raison, l'installation est réalisée par sections successives de 20 m de long. Les câbles optiques sont raccordés directement à l'instrumentation placée dans un local de l'écluse situé à proximité.



FIGURE 8 : LE CANAL AU CENTRE DE BOSTON, À MARÉE HAUTE ET À MARÉE BASSE.

Evolution sur une année
Les mesures des déformations le long du capteur sont effectuées par TenCate Geosynthetics. Les données brutes sont ensuite analysées par les partenaires du projet Urbanflood. L'interrogateur opto-electronique Brillouin connecté au capteur a une résolution de mesure de la déformation inférieure à 100 microdéformations, soit 0,01%. La résolution longitudinale pour ce projet est de 50 cm.
La première série de mesures a été effectuée en continu sur une période de 2 mois entre juin et août 2011, suivi de deux mesures instantanées en avril et novembre 2012. On observe sur la figure 13 que l'évolution des déformations relatives le long de l'ouvrage est en moyenne assez faible, entre +500 et -1000 microdéformations, soit entre +0,05% et -0,1%.
La partie haute est logiquement la plus sollicitée. Quelques sections indiquent des tractions très localisées à 90, 110, 167 et 230 m avec des déformations supérieures à 0,1%. L'ouvrage reste néanmoins stable, sans zone de rupture évolutive.

Budget

Le budget couvrant la fourniture et l'installation des capteurs TenCate GeoDetect® S-BR, incluant les travaux de terrassement (ouverture et comblement de la tranchée), est d'environ 25 k€, soit environ 40 € par mètre de bande capteur posée. Sur des ouvrages hydrauliques traditionnellement plus longs, ce montant unitaire peut être fortement réduit. Dans le cadre de ce projet expérimental, le choix du demandeur s'est porté sur une mesure initiale continue sur une période de 2 mois, nécessitant la location d'une instrumentation opto-électronique température / déformation associée à un modem pour le contrôle à distance et l'envoi des données, tout cela pour un montant d'environ 20 k€. Les mesures suivantes sont réalisées à la demande ;

Il convient de rajouter à ce budget les études préliminaires de conception ainsi que l'analyse des données brutes.

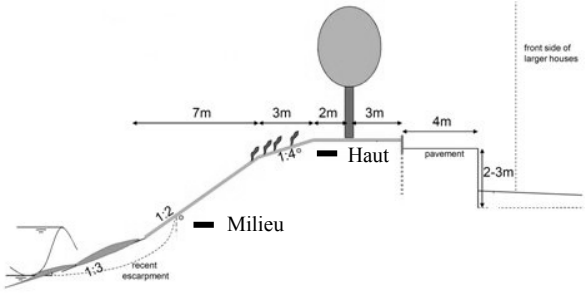


FIGURE 9 : COUPE DE LA DIGUE AUSCULTÉE ET POSITION DES DEUX NIVEAUX DE BANDES CAPTEUR (EN NOIR).



FIGURE 10 : DÉROULAGE DE LA BANDE CAPTEUR DANS LA TRANCHÉE INFÉRIEURE

Digue de protection sur le Fleuve Jaune (Chine)

Le Fleuve Jaune

Avec ses 5464 km de long, le Fleuve Jaune (Huang He) est le deuxième plus long fleuve de Chine. Son nom lui vient de sa forte turbidité, car il charrie de grandes quantités d'alluvions qui fertilisent la grande plaine du Nord de la Chine. Il possède un lit majeur très large, de plusieurs kilomètres, et un lit mineur très changeant. Sa période d'étiage est hivernale et de plus en plus longue à cause des nombreux prélèvements dont il fait l'objet pour les besoins agricoles. Néanmoins ses crues estivales peuvent être fortes. Des digues de protection et des éperons ont été construits sur son parcours, notamment dans la province de Henan, non loin de Zhengzhou (Cercle noir sur la figure 11). Le « Yellow River Conservancy Commission » (YRCC) constate une forte érosion du talus amont des digues de protection en période de crue (Figure 12) et a souhaité ausculter un éperon témoin au cours de la saison estivale 2012.

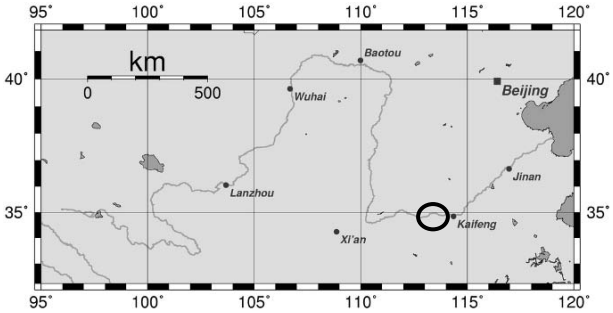


FIGURE 11 : CARTE DU FLEUVE JAUNE.





FIGURE 12 : EPERON N°24 DE LA DIGUE DE PROTECTION MONTRANT UNE FORTE ÉROSION EXTERNE A SON PIED.

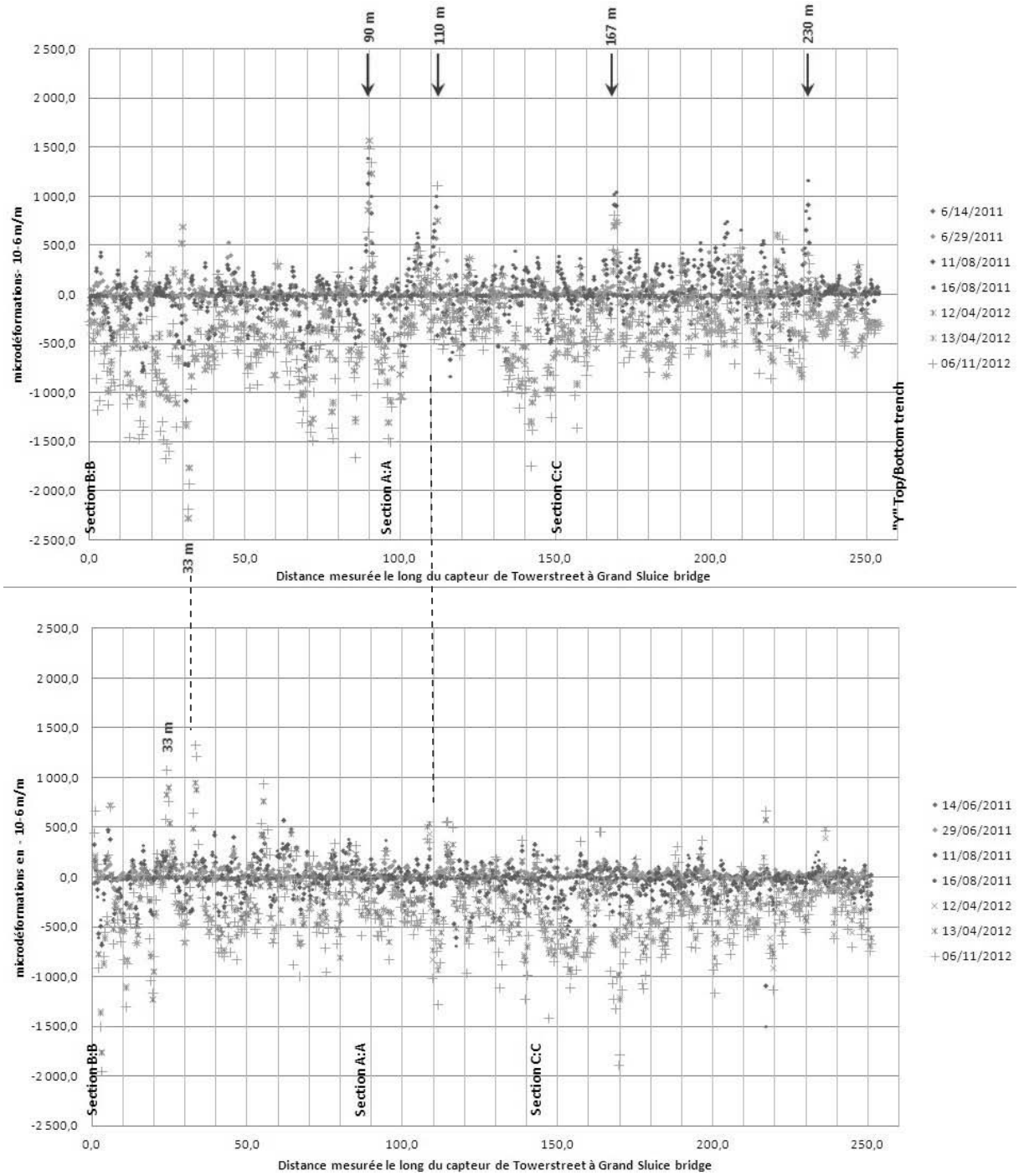


FIGURE 13 : EVOLUTION DES DÉFORMATIONS RELATIVES (RÉFÉRENCE 14/06/11) LE LONG DE LA DIGUE DE BOSTON MESURÉES PAR LES BANDES SUPÉRIEURE (HAUT) ET INFERIEURE (BAS).

Conception et installation

L'objectif du capteur composite textile/fibre optique est de suivre le mouvement du revêtement en enrochements lors d'une crue. Une longueur d'environ 120 m a été ainsi équipée d'une bande capteur composite textile à fibres optiques sous la ligne des plus hautes eaux observées. Cette longueur couvre la partie exposée de l'éperon ainsi que l'anse de digue principale entre deux éperons successifs, comme le montrent les figures 14 à 16. La bande capteur a été déroulée sur une plateforme entre deux géotextiles non-tissés épais de protection, l'ensemble étant recouvert des enrochements. Sur une longueur de 10 m, des « geobags », sacs en géotextile remplis de sol, ont été substitués aux enrochements. Leur dimension est de 1,4 m x 1,8 m x 0,4 m.

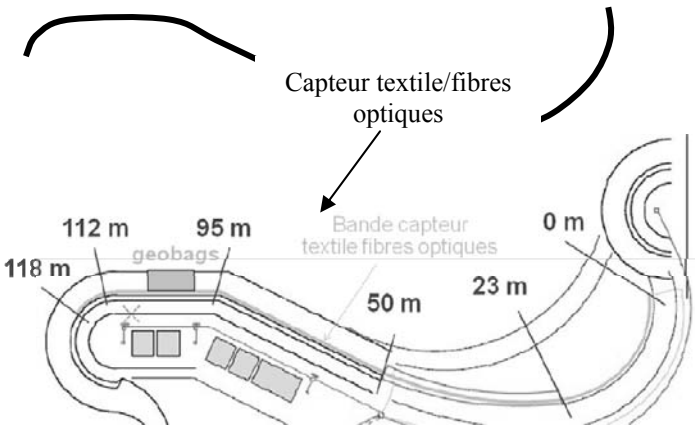


FIGURE 14 : ZONE D'INSTALLATION DE LA BANDE CAPTEUR



FIGURE 15 : POSE DE LA BANDE CAPTEUR COMPOSITE SUR LA BERGE INTERMÉDIAIRE DE L'ÉPERON 24.



FIGURE 16 : LA BANDE CAPTEUR TEXTILE FIBRE OPTIQUE INSTALLÉE SUR L'OUVRAGE

La solution de détection et d'alerte à été installée fin mai 2012. Le repérage de la distance mesurée le long de la bande capteur par rapport à sa position dans l'ouvrage est indiquée en figure 14. La bande capteur sur le site est reliée à l'instrumentation placée dans un local climatisé distant de 300 m. Reliée à internet, celle-ci est consultable et paramétrable à distance depuis la France. Elle génère une mesure toutes les heures, cette fréquence pouvant être resserrée à une dizaine de minutes si nécessaire.

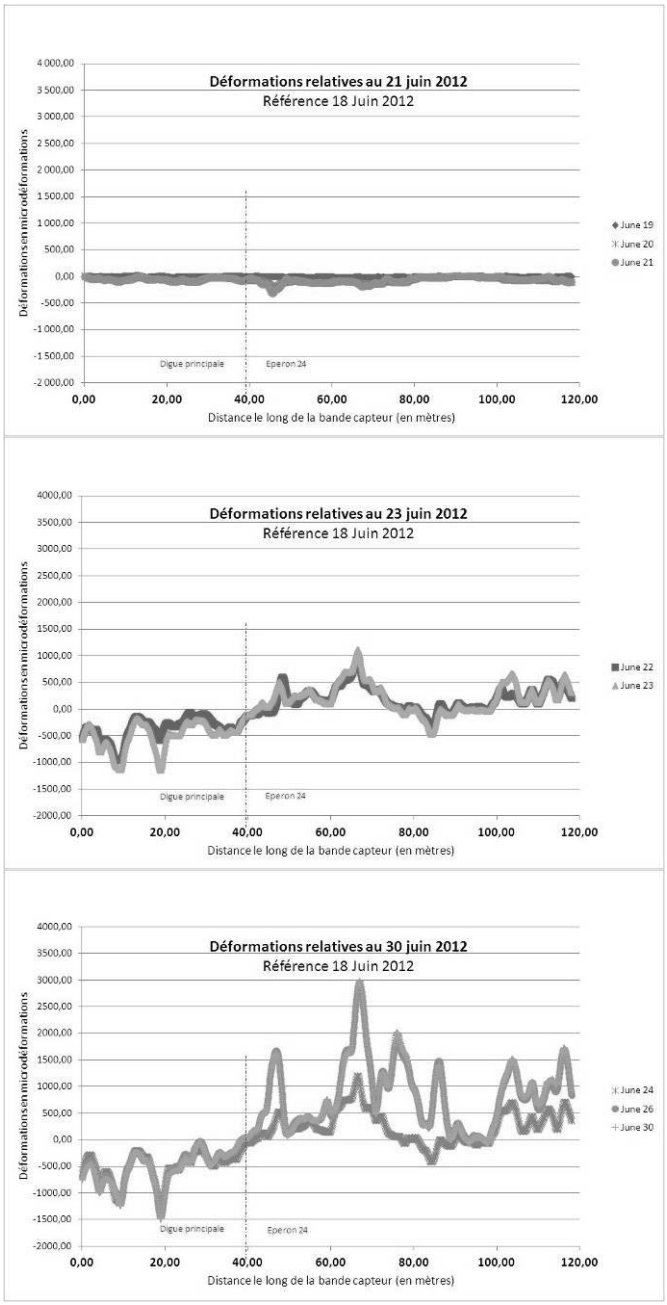


FIGURE 17 : DÉFORMATIONS MESURÉES AVEC LA BANDE CAPTEUR RESPECTIVEMENT AVANT LE 21 JUIN (HAUT), LES 22 ET 23 JUIN (MILIEU) ET APRÈS LE 24 JUIN (BAS)

Mesures
Le YRCC a créé une crue artificielle le 19 Juin en baissant le niveau du barrage en amont.
Les premiers mouvements d'enrochements sur l'éperon 24 ont été détectés à partir du 22 juin par des déformations sur la bande capteur (Figure 17) entre les abscisses 60 et 80 m, et vers 100 m, avec des pics de déformation à 500 με.
La solution d'auscultation montre ainsi sa performance à détecter les mouvements de la couverture en enrochement et à localiser les zones instables de façon très précise, à moins d'un mètre près.

Un début de mouvements apparait dès le 22 Juin (Figure 17 milieu), avec une amplification entre le 24 et le 26 juin avec l'arrivée du niveau d'eau maximum (Figure 17 bas). On constate des zones présentant des déformations importantes jusqu'à 3000 με à 50 m, puis entre 60 et 90 m, et après 100 m. Il est intéressant de remarquer que la zone entre 90 et 100 m n'est pas déformée: c'est la partie couverte par les « geobags », car beaucoup plus stables que les enrochements d'une trentaine de kilos. La stabilité revient après le 26 juin (courbes des 26 et 30 Juin superposées sur la figure 17). La figure 18 indique la position des zones à forte déformation le long de la digue.

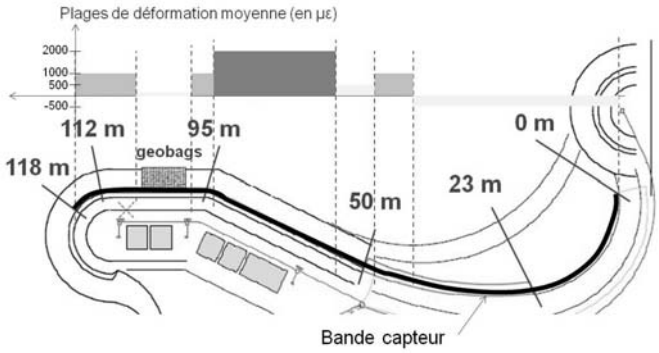


FIGURE 18 : ZONAGE DES DÉFORMATIONS MESURÉES LE 30 JUIN APRÈS LA CRUE LE LONG DE L'OUVRAGE

Conclusion

La solution d'auscultation et d'alerte basée sur le capteur composite textile à fibres optiques décrite dans cet article cumule les fonctions des produits géosynthétiques (par exemple la filtration) avec celles des technologies de mesure par fibres optiques les plus récentes, pour offrir des informations essentielles qui permettent de gérer efficacement les ouvrages hydrauliques en terre, en particulier les digues de protection. En effet, la mesure simultanée de la température et de la déformation relative par la méthode distribuée permettent d'approcher des paramètres essentiels pour les gestionnaires des digues de protection : la présence de fuites et les mouvements locaux de sol qui peuvent y être associés, et des problèmes plus globaux de stabilité. Bien qu'étant des mesures indirectes et relatives par rapport à un état de référence initial, les variations de température ou de déformation, sont de très bons indicateurs des signes précurseurs du dysfonctionnement des ouvrages.
De plus, le retour d'expérience sur les premiers ouvrages en terre équipés de cette solution depuis 2004 montre la fiabilité de la technologie des capteurs par fibres optiques.
Cette solution contribue à réduire les risques et peut conduire à des réductions substantielles de coûts. Elle permet la génération d'une alerte précoce en cas d'une variation inattendue des propriétés des matériaux ou des conditions locales.
Des travaux de recherche portent actuellement sur l'interprétation des données de température et de déformation pour pouvoir passer de la détection et de la localisation des phénomènes à une quantification, à savoir estimer un débit de fuite et les déplacements.

Remerciements

L'auteur remercie les acteurs de ces projets, en premier lieu la DIREN Centre pour son support financier dans le cadre de l'expérimentation sur le Val d'Authion, ainsi que le CETMEF, les DDT49 et DDT44, et l'Entente Interdépartementale pour l'Aménagement du bassin de l'Authion pour leur soutien technique et logistique. Sont également remerciés les partenaires du programme Urbanflood et l'Environment Agency en charge du site de Boston. J'adresse égalemement mes remerciements au Yellow River Conservancy Commission et à la société AGT International, partenaire sur ce projet.

Références

[1] Johansson S. (1997): *Seepage Monitoring in Embankment Dams*. Doctoral Thesis, Royal institute of Technology, Stockholm, Sweden, 1997.

[2] Artières O., Bonelli S., Fabre J.P., Guidoux C., Radzicki K., Royet P., Vedrenne Ch. (2007). *Active and passive defences against internal erosion*. 7th ICOLD European Club Dam Symposium, Fresing, Germany. 17-19 September 2007.

[3] Artières O., L. Briançon L., Robinet A. (2011). *Auscultation des ouvrages en terres avec un système de détection et d'alerte par fibres optiques*. Compte-rendu de la conférence Rencontres Géosynthétiques 2011, 22-24 Mars 2011, Tours, pp. 197-208

[4] Artières O., Beck Y.L., Khan A.A., Cunat P., Fry J.J., Courivaud J.R., Guidoux C., Pinettes P. (2010). *Assessment of Dam and Dikes behaviour with a fiber optic based monitoring solution*. Proc. of the 2nd Dam Maintenance Conference, Zaragoza, November 2010, pp. 79-86.

[5] Simm J., Jordan D., Topple A., Mokhov I., Pyayt A., Abdoun T. & Bennett V., Broekhuijsen J. &Meijer R. (2012). *Interpreting sensor measurements in dikes - experiences from UrbanFlood pilot sites*. Proc. of the FLOODrisk 2012 conference, Rotterdam, 20-22 November 2012, Rotterdam, The Netherlands. To be published

Retour d'expérience sur la surveillance de digues de canaux par fibre optique

Feedback on the monitoring of dikes by fiber optics

Beck Yves-Laurent[1], Courivaud Jean-Robert[2], Fry Jean-Jacques[2], Guidoux Cyril[3]

[1] EDF-DTG, 21 Avenue de l'Europe BP41 38040 Grenoble, yves-laurent.beck@edf.fr
[2] EDF-CIH, 73373 Le Bourget du Lac, jean-robert.courivaud@edf.fr
[3] GeophyConsult, BP231 73374 Le Bourget-du-Lac, cyril.guidoux@geophyconsult.com

Résumé

La surveillance de digues et de barrages est primordiale pour la sureté des structures vieillissantes. Après la détection précoce d'anomalies (ex. fuites, tassement), un diagnostic précis doit être mené afin de mettre en œuvre des travaux de réparation adaptés.
Depuis les années 90, EDF travaille à développer l'utilisation de mesures réparties par fibre optique pour améliorer la surveillance des digues de canaux. En effet, la technologie fibre optique permet d'avoir une mesure de température et/ou de déformation répartie tous les mètres le long de celle-ci. Cette nouvelle technologie, placée stratégiquement dans l'ouvrage, permet de compléter la surveillance du comportement hydraulique et mécanique assurée à ce jour par une instrumentation classique (nivellement, piézomètre, drain), et ce avec une vue à la fois globale et détaillée de la zone instrumentée.
Cet article présente le principe de la surveillance des digues de canaux par fibre optique ainsi que les résultats de validation de cette technologie tant à l'échelle de sites contrôlés (e.g. bassin PEERINE) que sur sites réels du parc d'EDF. Il expose également les principes d'une surveillance en crue des digues de protection contre les inondations et présente quelques éléments sur les moyens et coûts associés.

Abstract

Monitoring of dikes and dams is essential to the safety of aging structures. After the early detection of anomalies (eg leakage, settlement), an accurate diagnosis must be done to implement appropriate repairs.
Since the 90s, EDF is working to develop the use of distributed measurements with fiber optic to improve the monitoring of hydropower channels. In fact, fiber optic technology provides a distributed temperature and / or deformation measurement every meter along it. This new technology strategically placed in the structure, allows to complete the hydraulic and mechanical behavior monitoring, which is provided to date by conventional instrumentation (leveling, piezometer, drain), with simultaneously a global and detailed view of the instrumented zone.
This article introduces the principle of dikes monitoring using fiber optic and the validation results of this technology from both controlled sites (e.g. PEERINE basin) and on EDF's real sites. It also presents principles of levees' surveillance during flood and provides some elements on associated means and costs.

Introduction

Au début des années 1990, EDF a été le premier gestionnaire d'ouvrages hydrauliques à s'intéresser à la technologie de mesure de température répartie par fibre optique pour la surveillance des digues de canaux. Le principe physique de cette surveillance, utilisé depuis plus de 20 ans (mesures de profils verticaux de température dans des forages), est la détection de l'anomalie thermique provoquée par un écoulement dans le corps de l'ouvrage [1]. De plus, l'utilisation de la technologie fibre optique permet, contrairement aux instruments utilisés classiquement, d'avoir une vue à la fois globale et détaillée de la zone instrumentée.
En 1994, un premier test de détection d'écoulement dans un ouvrage hydraulique en remblai a été effectué, en déployant une fibre optique d'une centaine de mètres au pied aval de la digue de Cusset (Rhône). Depuis, EDF a travaillé sur le développement de la technologie fibre optique et des méthodes d'analyse des données mesurées pour la surveillance des fuites et des déformations des ouvrages hydrauliques en remblai de grand linéaire.
Après avoir présenté le principe de cette technologie et des méthodes d'analyse associées, sa qualification à partir de données issues de plusieurs sites, expérimentaux à grande échelle ou réels, sera démontrée. Le déploiement opérationnel de cette technologie sur des projets de réhabilitation de canaux sera ensuite présenté.

Principe de la surveillance par fibre optique

La fibre optique est utilisée comme outil permettant la détection de fuites. Le principe de détection se base sur la

mesure des variations de température de l'ouvrage en terre. En effet, la présence d'un écoulement modifie le champ de température de la digue et les modes de transfert thermique responsables de ces modifications sont fonction de la vitesse de la fuite.

Principe de mesure répartie par fibre optique

Le principe de la mesure consiste à envoyer un rayon lumineux (rayon laser) dans une fibre optique standard installée à l'intérieur d'un ouvrage hydraulique en remblai. A partir de l'analyse du signal rétrodiffusé en tout point de la fibre optique, en y associant le temps d'aller-retour de l'onde, l'interrogateur optoélectronique permet de disposer d'une mesure répartie de la température et/ou de la déformation tout le long de celle-ci. Les interrogateurs opto-électroniques disponibles sur le marché actuellement permettent d'obtenir une mesure tous les mètres, avec une portée allant jusqu'à 20 à 30 km. A partir de fibres standard télécom multimodes, la précision de mesure de température avec un interrogateur Raman est de 0,1°C, mais celle-ci se dégrade pour les portées supérieures à 10 km [2]. A partir d'une fibre optique monomode contrainte dans un câble, la précision de mesures de température et de déformation par un interrogateur Brillouin est de l'ordre de 1°C et de 20µm/m. Cependant, dans le cadre des mesures Brillouin, il n'est pas encore possible de dissocier la mesure de température de celle de la déformation. L'une des alternatives est d'effectuer une mesure Raman en complément pour corriger l'effet thermique de la mesure Brillouin. De plus, l'une des difficultés majeures de la mesure de déformation est la maitrise du transfert mécanique au niveau des interfaces sol/câble et câble/fibre optique.

Méthodes de surveillance des fuites par thermométrie

En disposant ainsi d'une mesure répartie de température positionnée judicieusement au sein de l'ouvrage (e.g. sous l'étanchéité amont ou au pied aval de la digue, Figure 1), on utilise les principes de la thermométrie appliquée à la détection des fuites. En effet, une fuite entrainera une variation locale des conditions thermiques qui sera détectée par le système de mesure à base de fibre optique.

Deux méthodes différentes peuvent être utilisées : la méthode passive et la méthode active. Ces deux méthodes sont présentées dans les paragraphes suivants.

La méthode passive consiste simplement à utiliser les mesures de températures de la fibre optique telles quelles. On fait généralement en sorte que la fibre optique mesure également localement la température de l'eau à l'amont de l'ouvrage et la température de l'air. L'analyse des données de température brutes ne permet souvent pas de détecter directement la zone de fuite en temps et en espace. C'est pour cela que des méthodes d'analyse ont été développées. Johansson [3] a été le premier à développer une méthode d'analyse des données pour la méthode passive. Mais cette méthode présente l'inconvénient majeur d'avoir un domaine d'application limité à des fibres situées en milieu saturé, ce qui écarte son utilisation à la plupart des ouvrages existants situés dans le sud de l'Europe. C'est pour palier ce manque qu'EDF a développé plusieurs méthodes d'analyse valables quelque soit la position de la fibre optique et quelque soit la position de la nappe. Trois modèles complémentaires ont ainsi été développés pour l'analyse des mesures de température acquises à l'aide de la méthode passive [4], l'un, physico-statistique, développé en collaboration avec Irstea, et deux autres, basés sur le traitement du signal, développés dans le cadre d'une collaboration scientifique entre EDF et le laboratoire GIPSA de l'INPG.

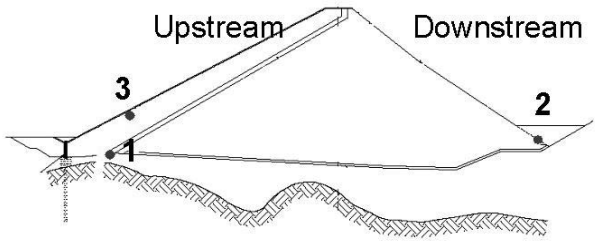


FIGURE 1: EXEMPLE DE LOCALISATION DE FIBRE OPTIQUE DANS UNE DIGUE EN TERRE HOMOGÈNE AVEC UNE ÉTANCHÉITÉ AMONT EN BÉTON : 1. DANS LE SYSTÈME DE DRAINAGE, POUR LES NOUVEAUX OUVRAGES, 2. AU PIED AVAL DE L'OUVRAGE, POUR LES OUVRAGES EXISTANTS, 3. DERNIÈRE L'ÉTANCHÉITÉ AMONT, POUR LES OUVRAGES NEUFS OU EXISTANTS (AU COURS DE TRAVAUX DE RÉHABILITATION)

La méthode dite active, méthode de mesure avec chauffe [5, 6], reprend les mêmes principes de base de la mesure distribuée de température par fibre optique, utilisant l'effet Raman présenté ci-dessus. Mais ici, la fibre optique est entourée d'un câble de cuivre qui va être chauffé par effet Joule sur une courte période de temps. La puissance électrique nécessaire à cette chauffe est de 3 à 15 W/m, selon le milieu environnant et l'objectif de la surveillance. L'enregistrement de l'évolution de la température au cours de la période de chauffe va permettre de distinguer des comportements traduisant un phénomène dominant de conduction (absence de fuite) ou un phénomène dominant de convection (présence de fuite). La méthode active présente le désavantage d'être applicable uniquement à des tronçons limités de digues (< 2 km), d'avoir un rayon d'action faible (< 20 cm autour du câble) et de nécessiter quelques précautions d'utilisation et de design afin d'assurer la sécurité du personnel (ex. habilitations électriques, télémesure proscrite).

Certains modèles d'analyse ont été développés pour une surveillance long terme d'ouvrages en charge mais d'autres sont applicables pour la surveillance court terme d'un ouvrage (i.e. quelques heures) permettant de suivre

l'apparition d'anomalies thermiques liées à une fuite [4] ou mécaniques. Ces derniers modèles sont applicables pour la surveillance des digues de protection contre les crues soumises épisodiquement à une charge d'eau.

Qualification de la technologie de surveillance des fuites par fibre optique

La méthodologie de la qualification

La méthodologie adoptée pour qualifier cette technologie consiste à l'appliquer sur différents sites expérimentaux de grande échelle et des sites réels d'ouvrages opérationnels, et à comparer les résultats issus de l'analyse des données par les différents modèles présentés ci-dessus aux données d'observation ou de mesures disponibles sur chaque site. Cette qualification globale de la technologie permet de prendre en considération la pertinence du choix de l'implantation de la fibre optique et de son mode de mise en place, la fiabilité des matériels (fiabilité des fibres optiques, résistance de l'installation aux agressions extérieures, fiabilité et performances métrologiques de l'interrogateur opto-électronique, fiabilité et performance du système de transmission des données) et la robustesse et la précision des modèles d'analyse des données. En plus de cette qualification globale, des bancs d'évaluation métrologique des interrogateurs opto-électroniques ont été développés par EDF R&D et ont abouti à un partenariat avec le LNE (Laboratoire National d'Essais) et de nombreux essais sur les fibres optiques disponibles sur le marché ont été réalisés.

Validation de la détection de fuites sur sites contrôlés

Les méthodes de détection de fuites actives et passives évoquées précédemment ont été appliquées en conditions contrôlées sur des ouvrages expérimentaux [7]. Parmi ces ouvrages, le bassin PEERINE (Figure 2), situé à Irstea Aix-en-Provence, a été construit pour valider la technologie fibre optique pour détecter et localiser un écoulement, voir également pour estimer sa vitesse. En effet, ce bassin, décrit dans [7], permet de provoquer différentes fuites (traversant seulement l'étanchéité amont ou l'ensemble du remblai).

La sensibilité de l'ensemble des méthodes d'analyse développées a pu être testée. L'ensemble des méthodes développées par EDF permet la détection et la localisation des fuites provoquées avec un débit injecté de l'ordre de 0,2 litre/minute/mètre linéaire lorsque la fibre optique est placée sous l'étanchéité amont (proche de la fuite) et à un débit de 1 litre/minute/mètre lorsque la fibre optique est placée au niveau de la face avale de l'ouvrage. La Figure 3 illustre très clairement la capacité de détection de trois fuites à débit décroissant au cours du temps d'un modèle d'analyse, avec la possibilité de suivre leur évolution dans le temps. Elle représente l'amplitude du paramètre de détection (dissimilarité, en °C) en fonction de l'abscisse longitudinale le long de la fibre. L'amplitude du paramètre de détection est un indicateur de la vitesse de l'écoulement (ici le débit d'injection varie de 7 litres/minute à 0 litre/minute). La partie inférieure de la Figure 3 est une projection des résultats de détection sur l'axe distance. Ce graphique est très utile pour la localisation exacte des fuites (à quelques mètres près).



FIGURE 2: VUE DU BASSIN EXPÉRIMENTAL PEERINE D'IRSTEA À AIX-EN-PROVENCE

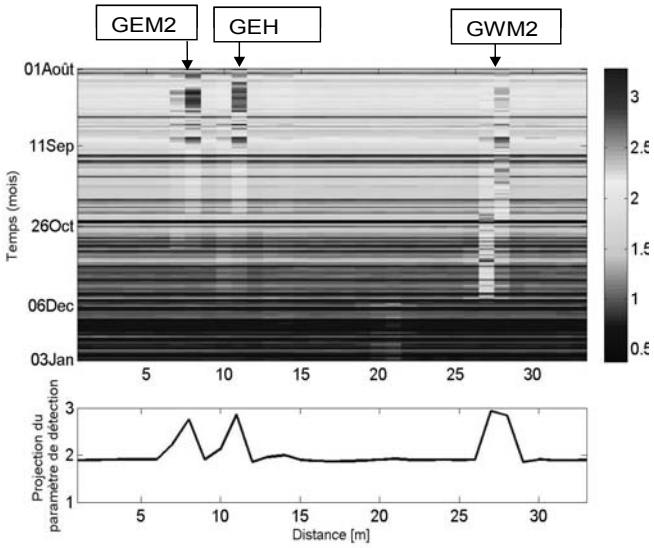


FIGURE 3: DÉTECTION DES FUITES (NOMMÉES GEM2, GEH ET GWM2) PROVOQUÉES DU BASSIN EXPÉRIMENTAL PEERINE

Les méthodes de détection « rapide » (passive et active) en cas d'événements exceptionnels (ex. crues extrêmes, séisme) ont été testées lors des essais de rupture de digues expérimentales du projet néerlandais IjkDijk de 2009 [8,9]. En effet, quatre essais de rupture par érosion interne ont été réalisés successivement, sur des digues test de 3,5 m de hauteur, 15 m de longueur et de pentes amont et aval de 1 :2 (Figure 4). Ces digues test étaient réalisées en argile et reposaient sur une fondation sableuse. La fondation sableuse était saturée préalablement à chaque essai, ce qui n'était pas

le cas du remblai en argile, qui demeurait sec jusqu'à la mise en eau du début de chaque essai. Les fibres optiques passives ont été installées avec Tencate au cours de la construction des digues dans la fondation sableuse à quelques centimètres sous l'interface avec le remblai argileux, à différentes abscisses le long d'une section transversale de l'ouvrage (Figure 5), afin d'étudier la sensibilité des modèles d'analyse à la position du capteur.



FIGURE 4: VUE D'UNE DIGUE TEST AU COURS D'UN ESSAI IJKDIJK DE RUPTURE PAR ÉROSION INTERNE

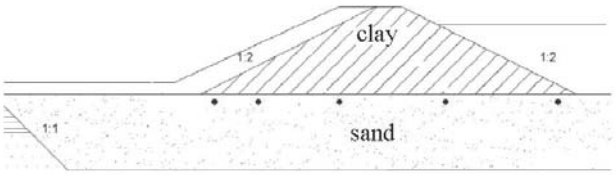


FIGURE 5: SCHÉMA D'UNE SECTION TRANSVERSALE D'UNE DIGUE TEST AVEC LA POSITION DES FIBRES OPTIQUES (POINTS DANS LA COUCHE DE SABLE)

La rupture a été obtenue en appliquant un chargement hydraulique à l'amont de la digue entraînant des gradients hydrauliques tels qu'une initiation et un développement d'une érosion interne devaient apparaître. L'objectif était de comparer différentes technologies afin de détecter le plus tôt possible le processus d'érosion interne qui était amené à se développer au sein du remblai et de sa fondation. Chaque essai a duré de 4 à 6 jours. Le rapatriement à distance et l'analyse des données ont été assurés par géophyConsult au pas journalier. La Figure 6 illustre le résultat de détection/localisation par le modèle d'analyse journalière par méthode passive pour le second essai.

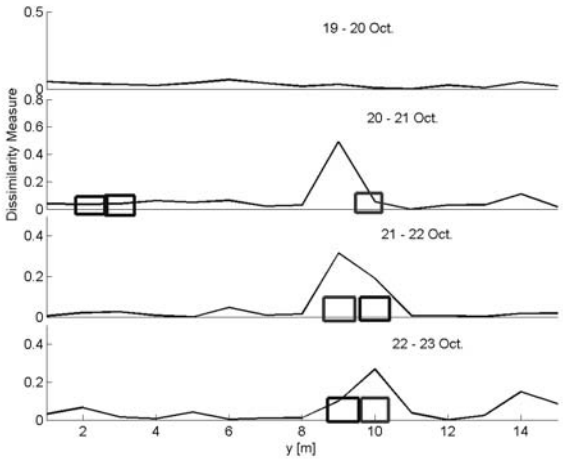


FIGURE 6: ANALYSE DES RÉSULTATS DU TEST PIPING # 2 D'IJKDIJK DU 19 AU 23/10 POUR LA FIBRE PLACÉE À L'AVAL. LES RECTANGLES CORRESPONDENT AUX POSITIONS DES FUITES AVEC ET SANS ÉROSION INTERNE REPÉRÉES LORS DE L'EXAMEN VISUEL DU PAREMENT AVAL.

Le réservoir a été rempli le 19/10/2009 (charge de 1,9 m imposée à l'amont) à 12h00 et l'essai s'est achevé le 25/10/2009 à 10h00 par la rupture de la digue. Les données utilisées pour l'analyse ont été acquises du 19/10 à 9h18 au 25/10 à 9h10. Notons qu'au cours de cette période, la visualisation des données de température brutes ainsi que les mesures actives ont permis de détecter des précurseurs de la rupture deux jours avant celle-ci, pour une durée totale de l'essai de 6 jours. On constate sur la Figure 6 qu'au cours de la première journée d'essai (19-20/10) l'absence d'anomalie résultant du modèle d'analyse correspond bien à l'absence d'observation de fuite. Les jours suivants, la fuite importante identifiée vers l'abscisse 9-10 m est bien mise en évidence également par le modèle. Ce modèle d'analyse journalière a donc permis de détecter la zone où la rupture s'est finalement produite (abscisse 9 à 10 m sur l'axe des y de la Figure 6) 4 à 5 jours avant, pour une durée totale de l'essai de 6 jours.
Pour chacun des quatre essais, l'utilisation de la technologie fibre optique passive associée à l'analyse journalière d'EDF est apparue comme la méthode la plus performante parmi les technologies testés : détection la plus précoce et localisation exacte de l'écoulement transportant des fines particules et de la zone où il y a eu la rupture de chaque digue. Cette technologie pourrait être appliquée pour le suivi à distance d'une digue de protection contre les crues instrumentée, lors de la mise en charge de l'ouvrage. La fréquence de mesure et d'analyse pour assurer la surveillance de l'ouvrage pourrait être réduite à 12h, voir 6h selon les cas.

Validation de la détection de fuites sur sites réels

EDF dispose aujourd'hui de quatre ouvrages instrumentés et suivis par fibre optique, avec des positions des capteurs différentes (e.g. sous parement amont ou au pied aval de

l'ouvrage) afin de valider les modèles d'analyse. Sur la plupart de ces ouvrages, les résultats de chaque méthode sont comparés avec les inspections visuelles et/ou des mesures conventionnelles (e.g. mesures de débit dans des drains).
Récemment, le canal de Curbans (Figure 7), canal de 5km sur l'aménagement hydroélectrique de la Durance, a été instrumenté par 11km de fibre optique et est aujourd'hui suivi périodiquement par des mesures actives et passives [10].



FIGURE 7: VUE DU CANAL D'AMENÉE D'EAU À L'USINE HYDROÉLECTRIQUE DE CURBANS (EDF), A GAUCHE, ET DE LA DURANCE, À DROITE.

La fibre optique, disposée à proximité du drain, permet de comparer les résultats obtenus par la fibre optique et par les débits collectés. Généralement, sur site réel, il est impossible d'exploiter les données brutes de température enregistrées par la fibre optique pour détecter des fuites : la bonne connaissance de l'ouvrage et l'utilisation de modèles d'analyse robustes est inévitable. Le suivi rapproché par fibre optique de la remise en eau de l'ouvrage, qui s'est déroulée du 4/10/2011 au 14/11/2011, a permis de détecter rapidement les zones de fuites (résultats de surveillance toutes les 4 heures). Concernant la surveillance de l'ouvrage en exploitation, les Figures 8 et 9 montrent respectivement les résultats d'analyse des données de température par fibre optique et les débits de drainage après la mise en eau de l'ouvrage dont l'étanchéité amont a été rénovée. Dans l'exemple cité, on observe une bonne corrélation entre les résultats de la méthode d'analyse des données fibre optique (Figure 8) et les données de débit collectés environ tous les 300 mètres (Figure 9). Remarquons également que dans ce cas d'étude, le paramètre de détection décroit au cours du temps en même temps que les débits. Cette décroissante est due au phénomène de colmatage du système d'étanchéité au cours du temps après la remise en eau.

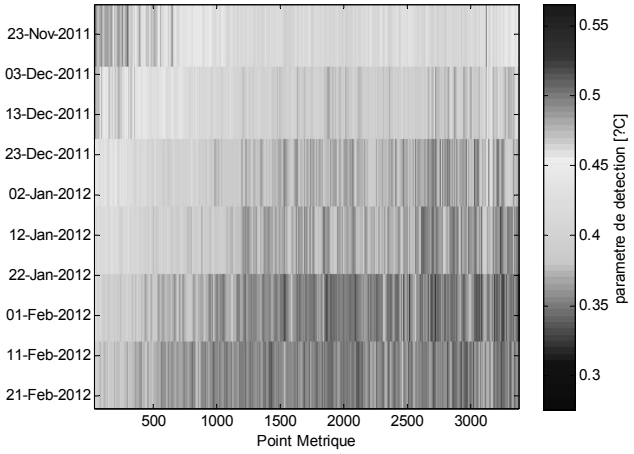


FIGURE 8 : MOYENNE TEMPORELLE SUR 15 JOURS DU PARAMÈTRE DE DÉTECTION DU TRONÇON DU CANAL

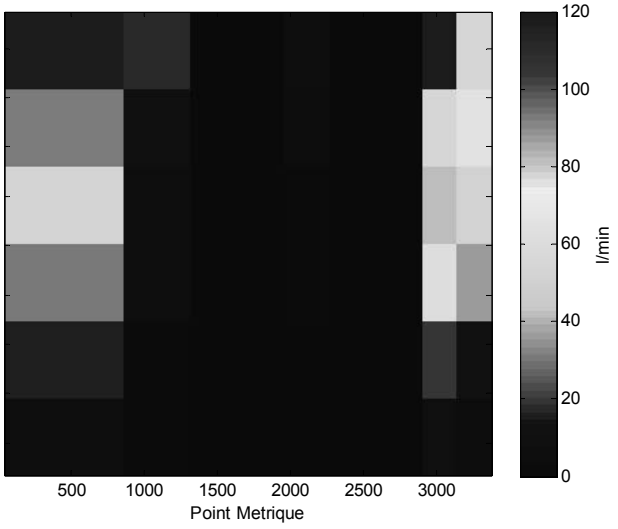


FIGURE 9 : MOYENNE TEMPORELLE SUR 15 JOURS DES DÉBITS DE DRAINAGE DU TRONÇON AMONT RIVE DROITE DU CANAL

Développements en cours sur l'estimation de la vitesse d'écoulement

A la vue des résultats précédents obtenus par la méthode passive ainsi que ceux obtenus par la méthode active [6], la faisabilité de quantifier la vitesse d'un écoulement par mesure de température par fibre optique semble envisageable. Des modèles d'analyse ont été développés au sein d'EDF afin de permettre de quantifier la vitesse de l'écoulement que la fibre optique a préalablement détectée et sont en cours de validation, en partenariat avec géophyConsult, sur des données, tant issues de sites expérimentaux que sur sites réels.

Vers une surveillance des déformations par fibre optique

Au sein d'EDF et de ses partenaires, des efforts de développement sont également mis en œuvre afin de valider la technologie de mesure répartie de déformation par effet Brillouin pour la surveillance des digues de canaux. En effet, comme pour la surveillance des fuites, le choix de matériel robuste et le développement de modèles de traitement des données adaptés sont primordiaux pour assurer une surveillance fiable des ouvrages [11].
De plus, une combinaison des mesures réparties de température et de déformation [12] semble être une méthodologie de surveillance intéressantes pour les ouvrages de long linéaires comme les digues de canaux et les digues de protection contre les crues.

Principes d'une surveillance adaptée aux digues de protection contre les inondations

Tout l'enjeu de la surveillance des digues de protection contre les inondations est de renseigner le maître d'ouvrage sur les marges de sécurité de la digue au cours de l'épisode de crue, avec un temps de réponse très court, afin de disposer d'un temps de réaction suffisant pour 1) mettre en sécurité l'ouvrage lorsqu'un désordre pouvant évoluer dangereusement est détecté et 2) mettre en sécurité les populations situées à l'aval si l'évolution vers la rupture s'avère irréversible.

EDF et geophy*Consult* proposent une méthodologie novatrice de surveillance des digues de protection contre les inondations dont les principes sont présentés ci-dessous. Cette méthodologie n'a pour l'instant été appliquée qu'à titre expérimental sur une courte période de temps (une année et demi) sur la levée de la Loire du Val d'Authion, sur un tronçon de 1 km.

Pour atteindre son objectif, la surveillance des digues doit disposer des trois caractéristiques suivantes :

1) la fonctionnalité et la fiabilité de la surveillance sont maintenues sur le long terme (long terme signifiant la durée de vie de l'ouvrage, soit plusieurs siècles pour les digues de protection contre les inondations) ;
2) le système de surveillance et l'organisation humaine qui le met en œuvre doivent être adaptés et organisés pour disposer d'une réactivité adaptée à l'échelle de temps de la crue (quelques heures à quelques dizaines d'heures) ;
3) les mesures d'auscultation doivent renseigner sur les paramètres pertinents pour mettre en évidence les indicateurs de défaillance de l'ouvrage, en complément des examens visuels.

Deux éléments essentiels devront être mis en place pour assurer les objectifs de surveillance définis ci-dessus : l'organisation humaine de l'équipe de surveillance et le système d'auscultation.
L'équipe de surveillance est composée d'agents chargés des examens visuels (gardes digues,…) et d'ingénieurs et techniciens chargés de l'auscultation (maintenance du système d'auscultation, exploitation et interprétation des données). L'équipe d'auscultation interviendra en routine hors période de crue (rapatriements et analyses périodiques des données) et interviendra en astreinte en période de crue (équipe mobilisable 24h/24, 7 jours/7). La mise en place de cette équipe d'auscultation et la pérennité des moyens qui lui seront accordés est l'élément clé pour assurer la fonctionnalité et l'efficacité du système d'auscultation sur le long terme.

Le système d'auscultation type d'une digue de protection contre les inondations devrait être composé :
- d'un limnigraphe télémesuré, localisé sur la partie amont du tronçon ausculté. Ses mesures permettront de déclencher la mise en astreinte de l'équipe d'auscultation, par l'envoi automatique de messages, lorsque le niveau d'eau mesuré aura dépassé un premier niveau d'alerte. Le suivi de ces mesures par l'équipe d'auscultation au cours de toute la durée de la crue permettra de surveiller le risque d'érosion externe par surverse. La redescente du niveau d'eau en dessous du premier niveau d'alerte permettra de lever l'astreinte de l'équipe d'auscultation ;
- d'un système de surveillance par fibre optique, incluant principalement une fibre de mesure de la température et un interrogateur opto-électronique. La fibre optique sera localisée en pied de talus aval ou sous la recharge aval si son installation est concomitante avec un confortement du talus aval. Au cours de l'épisode de crue, les mesures de température par fibre optique renseigneront sur le risque d'érosion interne, grâce à la détection de fuites percolant à travers le remblai et au suivi de leur évolution spatiale et temporelle. L'analyse en temps réel (typiquement toutes les 6 heures avec la méthode d'analyse journalière) de ces mesures par l'équipe d'auscultation sera réalisée en coordination et en liaison avec les examens visuels des gardes digues et permettra de piloter et optimiser leur action in situ ;
- éventuellement de quelques piézomètres télémesurés, localisés judicieusement le long de l'ouvrage. L'analyse de leurs données en temps réel au cours de la période d'astreinte pourra compléter utilement le diagnostic de l'équipe d'auscultation.
A l'issue de l'épisode de crue, le maître d'ouvrage fera procéder à un levé topographique de la digue et à un levé bathymétrique afin de mettre en évidence les zones d'érosion et d'accrétion le long du talus amont ou du franc-bord. Du fait que les épisodes de crue sont par définition peu fréquents, voire rares, le maître d'ouvrage devra mettre en

place des entraînements réguliers de son équipe d'auscultation, avec des simulations d'astreinte, afin de maintenir dans le temps l'efficacité de cette équipe.

Il est difficile actuellement d'indiquer des éléments de coût pour l'exploitation d'un tel dispositif novateur de surveillance des digues de protection contre les inondations. On peut cependant indiquer que pour la très grande majorité du temps, cette exploitation se limite aux actions de maintenance du système d'auscultation et aux entraînements aux astreintes, ce qui correspond à des coûts modérés. Les coûts annuels liés à la surveillance en crue seront très limités si l'on considère une période d'exploitation de quelques décennies, du fait de la rareté naturelle de ces phénomènes.

Conclusion

L'application de la technologie de mesure répartie par fibre optique pour la détection d'anomalies thermiques ou mécaniques, associées à des désordres de type érosion interne ou instabilité au sein des ouvrages, constitue un outil complémentaire de surveillance et d'aide à la maintenance des digues en eau mais également des digues sèches de protection.

Remerciements

Nous tenons à remercier les nombreux partenaires à ce projet, tant universitaires qu'industriels, qui ont contribué à la capitalisation des résultats obtenus permettant la qualification de la technologie fibre optique pour la surveillance des digues de canaux.

Références

[1] Fry, J.J. (2004) *Détection de fuite sur les digues par acquisition de profils de température le long d'une fibre optique*. Sécurité des digues fluviales et de navigation, Actes de colloque du CFGB, Orléans, France.

[2] Tyler S. W., Selker J. S., Hausner M. B., Hatch C. E., Torgersen T., Thodal C. E., and Schladow S. G. (2009) *Environmental temperature sensing using Raman spectra DTS fiber-optic methods*. Water Resources Research, Vol. 45, 11 pp.

[3] Johansson, S. (1997) *Seepage monitoring in embankment dams*. PhD thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden

[4] Beck Y.L., Khan A.A., Cunat P., Guidoux C., Artières O., Mars J. and Fry J.J. (2010) *Thermal Monitoring of Embankment Dams by Fiber Optics*, 8th ICOLD European Club Symposium DAM SAFETY, Innsbruck, Autriche

[5] Perzlmaier, S., Aufleger, M., Dornstadter, J. (2007) *Active and passive defences against internal erosion in assessment of the risk insternal erosion of water retaining structures: dams, dykes and levees*. Intermediate report of the European Working Group in Internal Erosion of ICOLD 2007, pp. 194-207

[6] Beck Y.L. , Le Clerc T., Fry J.J. , Fabre J.P. and Royet P. (2010b) *Leakage detection in earth dams by heated fiber optics*, CDA 2010 Annual Conference, Niagara Falls, Canada

[7] Beck Y-L., Hénault J-M., Guidoux C. et Courivaud J-R. (2010), *Surveillance des fuites dans les digues en terre par mesure de température répartie par fibre optique*, Journées AGAP Qualité, 4p., St Brieuc, France

[8] Dornstädter J. (2010) Detection of erosion flow path during 1:1 scale experiment using fibre optic Heat Pulse Method at Ijkdijk, Annual Meeting of the European Working Group on Internal Erosion, 12 avril 2010, Grenade, Espagne

[9] Koelewijn A. (2010) Performance of detection techniques at four full-scale seepage erosion tests, Annual Meeting of the European Working Group on Internal Erosion, 12 avril 2010, Grenade, Espagne

[10] Beck Y-L., Courivaud J-R., Créneau S., Delorme F. et Fry J-J., Réhabilitation de revêtement bitumineux et maintenance preventive innovante utilisant des fibres optiques : principles et application au canal de Curbans, 24ème Congrès des Grands Barrages, CIGB, Kyoto, Japon, 19p.

[11] Hénault J-M., Moreau G., Blairon S., Salin J., Courivaud J-R., Taillade F., Merliot E., Dubois J-P., Bertand J., Buschaert S., Mayer S. and Delepine-Lesoille S. (2010 *Truly distributed optical fiber sensors for structural health monitoring: from the telecommunication optical fiber drawling tower to water leakage detection in dikes and concrete structure strain monitoring*. Advances in Civil Engineering.

[12] Artières O., Beck Y-L., Khan A.A., Cunat P., Fry J-J., Courivaud J-R., Guidoux C. and Pinettes P. (2010), *Assessment of dams and dikes behavior with a fibre optics based monitoring solution*, 2nd International Congress on Dam Maintenance and Rehabilitation, 8p., Zaragoza, Spain

Détection des fuites dans les ouvrages hydrauliques par la méthode SCAN Leak

Detection of leakage through hydraulic works by means of SCAN Leak method

A. Bolève[1], J-R. Courivaud[2]

[1] FUGRO GEOCONSULTING, Le Bourget-du-Lac, a.boleve@fugro.com
[2] EdF-CIH, Le Bourget-du-Lac, jean-robert.courivaud@edf.fr

Résumé

Dans le cadre d'un diagnostic de digue, la détection du phénomène d'érosion interne est un enjeu primordial. Une méthode de reconnaissance sensible à ce phénomène et capable d'être mise en œuvre sur de grands linéaires est sans nul doute un atout majeur pour la surveillance et l'évaluation des risques liés aux digues.
Une méthode géophysique dite passive répond à ces critères. Il s'agit de la polarisation spontanée. A l'exception de la température, la polarisation spontanée est la seule méthode sensible aux écoulements de fluide en milieu poreux. On parle de phénomène électrocinétique. La mise en œuvre simple sur le terrain par traînée aquatique permet une investigation rapide de l'ordre de 2 à 4 kilomètres par jour.
Le développement d'une technique d'acquisition multi-traces a vu le jour sous le nom de SCAN Leak. Ce système permet en un seul passage d'enregistrer des variations de potentiel électrique à l'avancée et de créer une cartographie permettant la localisation latérale et longitudinale de zones d'anomalies.
Ce procédé de mesure a donc été mis en pratique dans le sud-est de la France le long d'un canal en dalles béton et joints bitumineux présentant des résurgences visibles à l'aval. Une investigation de plusieurs kilomètres sur une largeur de bande de 10 mètres a été réalisée. Les signaux de polarisation spontanée faible par leur amplitude ont tout de même permis d'individualiser des zones d'anomalies. Ainsi, plusieurs anomalies ont été repérées correspondant majoritairement à des structures singulières du canal (canalisation, piézomètres, etc.) et parfois à des zones suspectées de fuite. La cohérence de positionnement spatial entre les structures singulières et les signaux de polarisation spontanée a permis de valider le système d'acquisition quant à la sensibilité de détection des signaux et par conséquent à sa capacité de détection des sources électriques liées à des écoulements préférentiels.

Abstract

In the dike assessment framework, detection of internal erosion process is a major issue. A geophysical method sensitive to this process and able to be implemented on large scale is undoubtedly a major asset for dike monitoring and risk assessment.
A passive electrical method meets these criteria and is called self-potential. With the exception of temperature, the self-potential method is the only geophysical technic which is sensitive to a fluid flow in a porous media. We talk about electrokinetic phenomenon. The simple implementation by overwater acquisition allows fast investigation of 2 to 4 kilometers a day.
The development of a multi-track acquisition technic was born under SCAN Leak name. This system allows one way acquisition survey to record electrical potential variation and to create self-potential cartography for longitudinal and transverse detection of potentials anomalies zones.
This measurement method has been implemented in south-east of France along a concrete canal which presents visible downstream outflow. An investigation of several kilometers long for a band width of 10 meters large was made. Self-potential signals by their low magnitude were still allowed to detect anomalies area. Thus, several anomalies have been mainly related to singular canal structures as pipes, piezometers and sometimes as suspicious areas of leakage. Coherence between the spatial position of these singular structures and self-potential anomalies was used to validate the data acquisition system on the detection sensitivity and therefore on the ability to detect electrical sources related to preferential fluid flow.

Introduction

Le phénomène d'érosion interne est la cause majeure des ruptures de digues dans le monde. De nos jours, de nombreuses techniques géophysiques permettent de caractériser un ouvrage par l'identification de sa structure

interne. On parlera ici d'imagerie électrique, électromagnétique et géo-radar pour ne citer que quelques méthodes (Fauchard et Mériaux, 2004 [1]). Cependant ces méthodes ne sont pas directement liées aux phénomènes d'érosion interne rendant ainsi difficile la localisation des zones susceptibles de rupture. La méthode géophysique de polarisation spontanée (méthode électrique passive) offre l'avantage d'une sensibilité directe aux écoulements d'eau en milieu poreux et par conséquent aux phénomènes d'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques en charge. En revanche, s'agissant d'une méthode géophysique dite passive, elle est nettement plus sensible au bruit de mesure lié à son environnement (perturbation électromagnétique induite par la présence de ligne électrique ou d'orage magnétotellurique). Dans ce contexte et afin de limiter l'incertitude liée au bruit de mesure, il est judicieux de récolter une quantité importante de données. Le premier paragraphe de cet article détaillera le principe physique des sources de signaux de potentiel spontané en relation avec un écoulement d'eau en milieu poreux. Nous mentionnerons par la même occasion les sources de signaux « indésirables » à la détection des zones de fuites comme le phénomène d'oxydation des matériaux métalliques. Le second paragraphe présentera le principe de mesure multi-traces appelé SCAN Leak au travers d'un exemple concret de mesures réalisées sur un canal en dalles béton dans le sud-est de la France. L'objectif de ce paragraphe est double. D'une part présenter la mise en œuvre du système SCAN Leak sur le canal et d'autre part présenter des résultats correspondant à des sources électriques passives différentes (oxydation et fuite). Enfin cet article sera conclu en reprenant les caractéristiques du système d'investigation SCAN Leak et par une discussion quant aux résultats des investigations menées sur ce site.

Méthode géophysique passive : la polarisation spontanée

La polarisation spontanée correspond à la mesure passive de la distribution du potentiel électrique à la surface du sol, en eau ou en forage sans injection de courant (en opposition à la tomographie de résistivité électrique). Dans la nature il existe différentes sources de courant électrique qui peuvent générer un potentiel électrique. Dans le cadre des investigations des ouvrages hydrauliques, deux sources majeurs sont à prendre en considération (les autres sources électriques étant jugées comme négligeables). On parlera de la source électrique d'origine électrocinétique, de l'ordre de la dizaine de millivolt, en lien avec un écoulement d'eau (phénomène d'électro-filtration) et celle en rapport avec l'oxydation de matériaux métalliques (phénomène électro-redox ou oxydo-réduction de 0 à 1000 mV). L'objectif principal des investigations des ouvrages hydrauliques étant la localisation de zones d'entonnements, nous sommes par conséquent amenés à rechercher les signaux d'origine électrocinétique.

Le potentiel d'électro-filtration

L'électro-filtration peut être définie comme l'apparition d'un champ électrique dans un milieu poreux sous l'effet de la circulation d'un fluide. Pour bien comprendre l'origine du phénomène d'électro-filtration il convient d'avoir une vision microscopique du milieu poreux. A cette échelle la surface des grains est généralement chargée négativement. Cette charge négative est provoquée par des mécanismes électrochimiques entre la surface du minéral et de l'eau présente dans l'espace poral du milieu. Au final, cette surface chargée négativement génère un champ électrostatique au voisinage de la surface des minéraux. Les ions présents dans l'eau réagissent à ce champ électrostatique de manière différente suivant leurs signes de charge : les cations vont être attirés à proximité de la surface des grains tandis que les anions vont, au contraire, être repoussés (on parle de double couche électrique, Cf. Figure 1). Cette migration des ions permet, pour un volume élémentaire, de respecter une charge nulle.

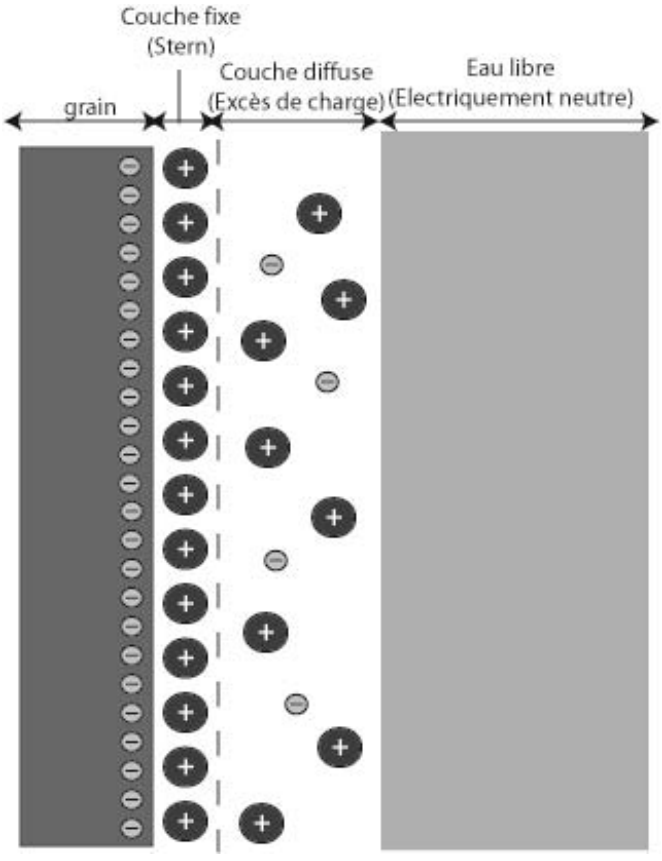


FIGURE 1 : SCHÉMATISATION DE LA DISTRIBUTION DE CHARGE ÉLECTRIQUE À L'INTERFACE EAU / GRAIN.

Cet équilibre est cependant perturbé si le milieu est soumis à un gradient de pression. En effet, lors d'un écoulement, les cations présents en excès à la surface du grain vont se déplacer dans le sens de l'écoulement. Il existe donc un flux net de charges (quantité de charges qui traversent une surface unité par unité de temps) qui est responsable de l'apparition d'un courant électrique.

Origine des sources de potentiel spontané

Nous venons de voir que le phénomène d'électro-filtration est à l'origine d'une migration de charge à l'échelle du grain et d'un courant électrique. Ce courant électrique s'exprime alors par,

$$\mathbf{J} = \sigma\mathbf{E} + Q_v\mathbf{U} \quad (1)$$

Avec **J** la densité de courant totale (A m^{-2}), σ la conductivité électrique du milieu poreux à saturation (S m^{-1}), $-\nabla\varphi = \mathbf{E}$ le champ électrique (V m^{-1}) avec φ le potentiel électrique (V). Q_v est l'excès de charge par unité de volume poral (C m^{-3}) et **U** est la vitesse de Darcy (m s^{-1}). A la droite du signe égal, le premier terme correspond à la densité de courant de conduction ($\mathbf{J}_c = \sigma\mathbf{E}$) et le deuxième terme à la densité de courant de convection ($\mathbf{J}_s = Q_v\mathbf{U}$). Nous observons aussi ici que la densité de courant de conduction s'oppose à la densité de courant de convection. Un milieu électriquement conducteur aura par conséquent tendance à diminuer l'amplitude du champ électrique **E** associé.

La mesure sur le terrain du potentiel spontané correspond ici au champ électrique **E** rapporté à la distance séparant l'électrode de mesure de l'électrode de référence. Notons ici que le paramètre σ peut être évalué par la réalisation d'une campagne de mesure par tomographie de résistivité électrique (TRE).

L'équation (1) montre que le potentiel électrique φ est inversement proportionnel à la conductivité électrique et augmente lorsque la vitesse de Darcy augmente. Par conséquent une vitesse d'écoulement d'eau faible associée à une eau électriquement conductrice limitera grandement l'amplitude des signaux d'électro-filtration. Concernant l'excès de charge par unité de volume poral, ce paramètre est intimement lié à la perméabilité hydraulique du milieu poreux au travers notamment de la surface spécifique des grains (Bolève et al., 2012 [2]).

En l'absence de source externe de courant (sans injection de courant), l'équation de conservation de la charge s'écrit,

$$\nabla \cdot \mathbf{J} = 0 \quad (2)$$

En combinant les équations (1) et (2) on obtient l'équation de Poisson suivante,

$$\nabla \cdot (\sigma E) = \mathfrak{I} \quad (3)$$

avec

$$\mathfrak{I} = Q_v \nabla \cdot \mathbf{U} + \nabla Q_v \cdot \mathbf{U} \quad (4)$$

L'équation (4) montre que les sources naturelles de courant électrique d'origine électrocinétique sont dues à des contrastes d'excès de charge par unité de volume poral Q_v et à des divergences non nulles de la vitesse de Darcy. Pour un écoulement en régime permanent,

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = 0 \quad (5)$$

et l'unique source électrique $\mathfrak{I}$ correspond alors aux contrastes d'excès de charge par unité de volume poral (Q_v),

$$\mathfrak{I} = \nabla Q_v \cdot \mathbf{U} \quad (6)$$

Ces contrastes d'excès de charge se font essentiellement au niveau de l'interface eau/digue. En effet, ne s'agissant pas d'un milieu poreux, le terme Q_v est nul dans l'eau. En revanche dans un milieu poreux, ce terme Q_v est non nul et sa valeur sera d'autant plus importante que la perméabilité hydraulique du milieu sera faible.

Le potentiel électro-redox

Dans le cadre de recherche de fuites dans les ouvrages hydrauliques en général et dans les digues en particulier, les autres signaux de potentiel spontané susceptibles d'apparaître peuvent être considérés comme indésirables. C'est le cas du potentiel électro-redox induit par le phénomène de corrosion. Il s'agit de la source majeure de signaux de potentiel spontané avec l'électro-filtration lors d'une campagne de mesure. L'amplitude de ces signaux qui peut être d'un ordre de grandeur supérieur à l'amplitude des signaux d'électro-filtration peut parasiter voir rendre inopérante la détection de zones de fuite par cette méthode. Ce cas de figure peut par exemple se présenter à l'approche d'un pont, au niveau d'un piézomètre ou d'une canalisation. Il est toutefois important de noter que dans certains cas la présence de signaux d'oxydo-réduction peut signaler la corrosion d'armatures métalliques en lien avec une infiltration d'eau. Par conséquent de telles zones sont à considérer comme des points de faiblesse qu'il conviendrait de surveiller.

De l'acquisition classique au SCAN Leak

Les mesures de polarisation spontanée se font depuis des années par des mesures ponctuelles, le plus souvent dans des forages et à terre à l'aide d'électrodes impolarisables. Couplées à une électrode dite de référence, une électrode de mesure permet d'échantillonner la répartition spatiale des valeurs de potentiel électrique. En sortie, un profil ou une cartographie peut être établie et permet une analyse qualitative voire quantitative des phénomènes mis en jeu. Dans le cadre des diagnostics de digues, la problématique de rendement est primordiale en rapport avec la longueur des ouvrages souvent conséquente (dont l'ordre de grandeur est de plusieurs kilomètres). Dans ce contexte l'utilisation de la polarisation spontanée avec des mesures par traînée aquatique devient pertinente pour la détection des zones d'entonnement.

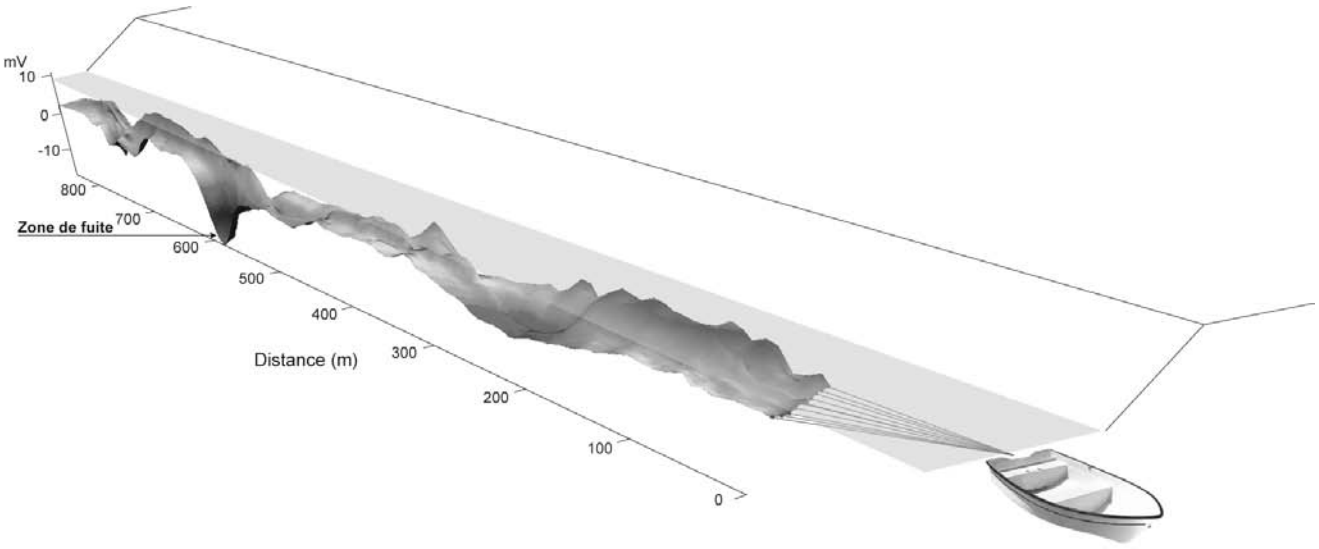


FIGURE 2: PRINCIPE DE MISE EN ŒUVRE DE LA MÉTHODE SCAN LEAK

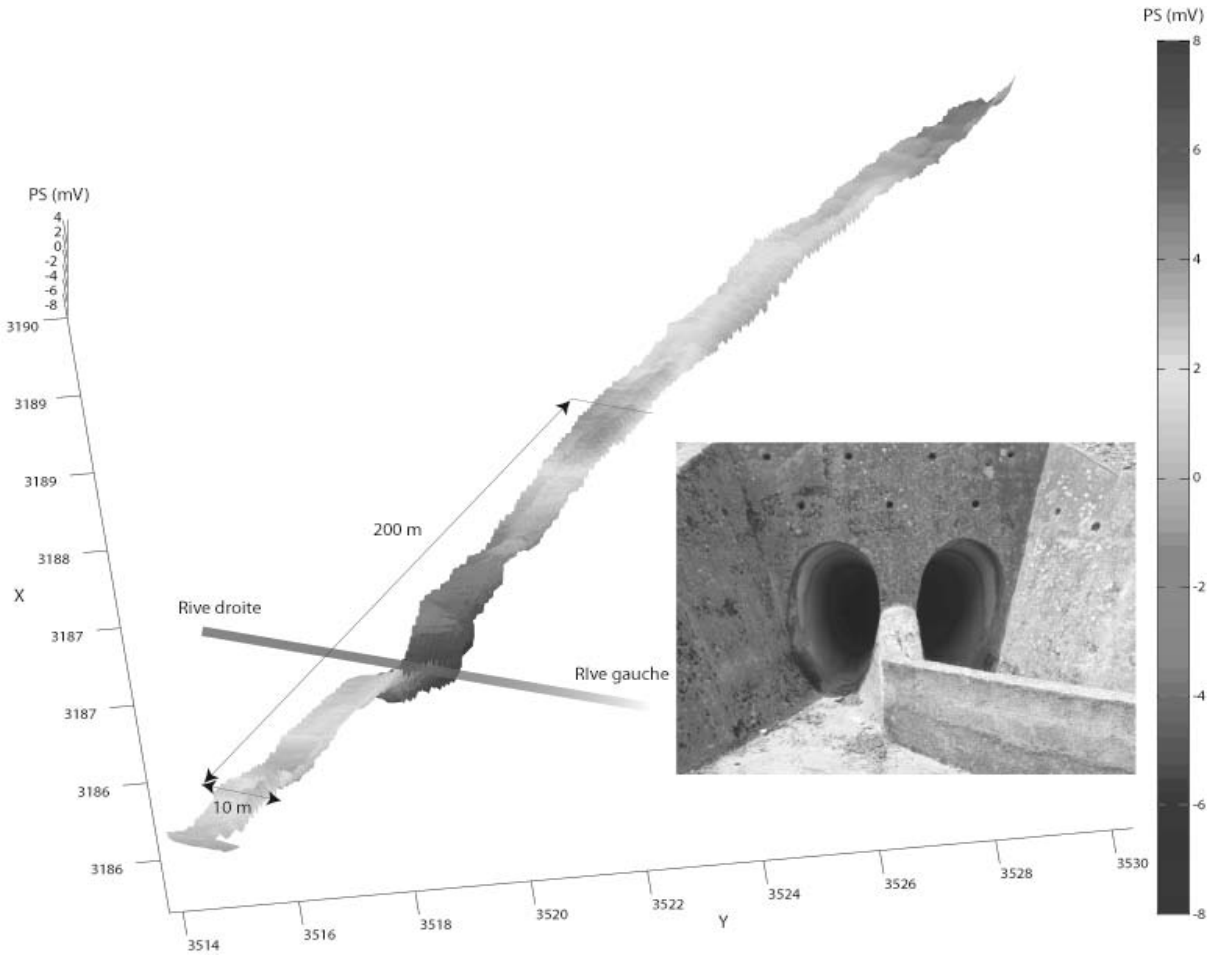


FIGURE 3: EXEMPLE DE SIGNAUX ÉLECTRO-REDOX INDUIT PAR LA PRÉSENCE D'UN OVOÏDE SOUS LE CANAL.

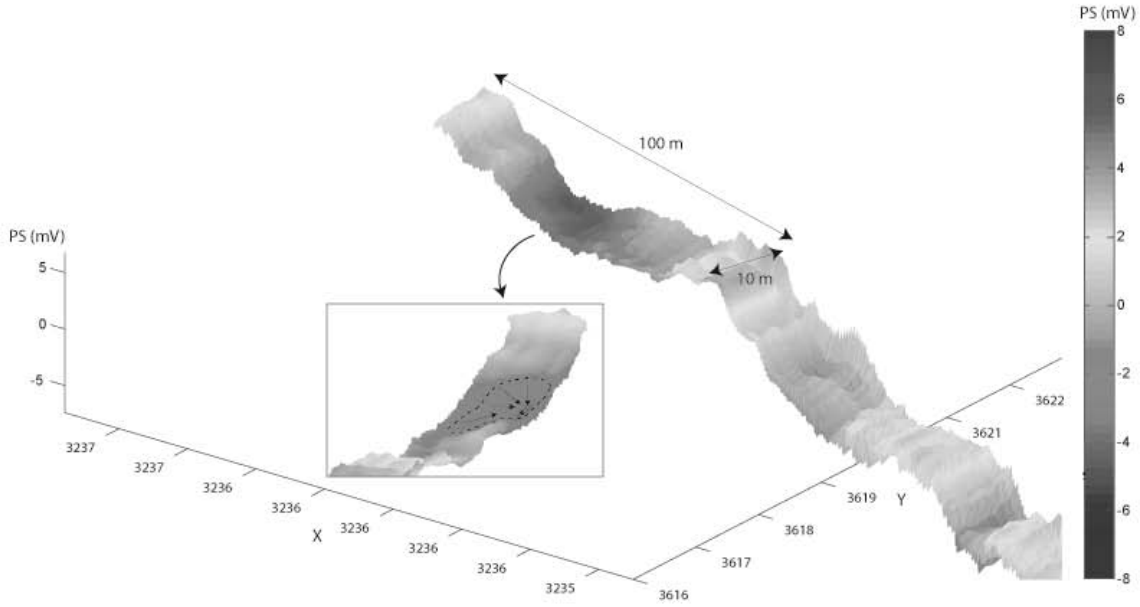


FIGURE 4 : EXEMPLE DE SIGNAUX PROBABLES D'ELECTRO-FILTRATION.

Le système SCAN Leak

Rappelons ici que les mesures passives sont plus souvent sujettes aux perturbations environnementales en opposition aux mesures de méthodes actives comme par exemple la tomographie de résistivité électrique. Afin de satisfaire à l'exigence de données exploitables, l'utilisation de système d'acquisition haut rendement dans le temps et dans l'espace est alors primordiale. Le système SCAN Leak répond à ces exigences de par sa conception. Pour des mesures en eau et afin d'améliorer la couverture spatiale, le système SCAN Leak comporte une dizaine de capteurs trainés au fond de la retenue ou du canal et dont l'espacement inter-trace d'un mètre offre un maillage fin et régulier (Cf. Figure 2). En plus de cette acquisition multi-traces, une centrale d'acquisition permet l'enregistrement des données de chaque capteur à haute fréquence d'acquisition (supérieure à la centaine de Hertz). La combinaison d'une dizaine de capteurs de polarisation spontanée couplée à une acquisition haute fréquence permet d'obtenir un volume de données important et in fine permet un post traitement robuste débouchant sur une réelle fiabilité de l'interprétation associée. Concernant la géolocalisation des données, le positionnement des mesures s'effectue à l'aide de trois antennes GPS. Un calcul d'offset pour les différentes positions des capteurs permet une localisation précise des anomalies identifiées.

La section suivante traite d'un exemple concret d'acquisition de potentiel spontané via le system SCAN Leak sur un canal en dalles béton dans le sud-est de la France.

Application du système SCAN Leak

Le protocole d'acquisition SCAN Leak a été mis en œuvre pour investiguer le radier d'un canal béton sur une longueur d'une dizaine de kilomètres. Le canal se caractérise par une largeur de crête à crête d'environ 60 mètres. La largeur du radier est d'environ 9 mètres. L'étanchéité de la structure est assurée par des joints bitumineux entre les dalles de béton. L'objectif ici était d'identifier des zones de baisse de potentiel électrique en lien avec la présence d'une zone d'entonnement au niveau du radier et ce sur toute la longueur du canal. Sur ce site l'eau constituant la réserve d'eau du canal présentait une conductivité électrique relativement importante laissant alors suggérer des anomalies de potentiel électrique faibles en accord avec l'équation 1. Les figures suivantes montrent deux exemples d'acquisition SCAN Leak. La figure 3 présente les résultats d'un traîné SCAN Leak après traitement. On observe une chute importante du potentiel électrique, avec une anomalie supérieure à la dizaine de millivolt, au droit d'une structure traversant, à savoir un ovoïde de collecte des eaux de drainage. En accord avec la géométrie de cette structure, l'anomalie de potentiel spontané est elle-même traversant de la rive gauche à la rive droite du radier. Il s'agit ici d'une source électrique passive en lien avec le phénomène électro-redox. En effet, la corrosion des armatures métalliques de l'ovoïde induit un champ électrique passif qui se propage tout autour de l'ovoïde et dans l'eau du canal. Ce champ électrique est alors mesuré au fond du canal par le passage des capteurs de potentiel spontané traînés à l'interface eau / radier. L'influence longitudinale de cette structure ponctuelle, d'un

point de vue global par rapport à l'échelle de l'ouvrage, se porte à la dizaine voire à la vingtaine de mètres de part et d'autre de l'axe de l'ovoïde.
Sur l'ensemble du linéaire investigué, d'autres anomalies singulières ont été observées et ont été corrélées avec des structures visibles. On notera par exemple la présence de ponts avec des passages de lignes électriques haute tension qui engendrent des fluctuations passives des potentiels électriques mesurés, de plusieurs dizaines voire la centaine de millivolt. Sur ces zones, l'identification de signaux d'électro-filtration n'est pas envisageable au regard de l'amplitude des signaux, bien supérieure à ceux de l'électro-filtration recherchés. D'autres zones ont aussi été identifiées comme étant des zones source de signaux d'oxydo-réduction comme la présence proche de piézomètre et le passage en galerie du canal. La figure 4 montre une baisse notable du potentiel électrique qui contraste avec l'anomalie présentée en figure 3 de par l'amplitude ici plus faible (inférieure à la dizaine de millivolt) et également par la géométrie plus ou moins circulaire autour d'un minimum. A ce niveau, la présence de cette anomalie de forme circulaire dont l'amplitude se situe dans la gamme des signaux d'électro-filtration et l'absence de structure singulière associée (ovoïde, piézomètre, etc) nous renseigne sur la forte probabilité d'une zone d'entonnement.
Cet exemple illustre bien l'intérêt d'une bande d'auscultation sur toute la largeur du radier qui permet de caractériser au mieux la géométrie spatiale des zones d'anomalies. Dans ce cas précis, on observe nettement que la position du minimum de l'anomalie est portée en rive gauche (éventuellement une zone d'écoulement dans le drain de collecte sous-jacent).
L'ensemble de l'investigation SCAN Leak sur le canal a permis d'identifier d'une part toutes les anomalies en lien avec des structures singulières connues (ponts, ovoïdes, piézomètres) et quelques anomalies d'amplitude plus faibles pouvant être la signature de zones d'entonnement.

Conclusion

La localisation et l'identification de zones de fuite sur les ouvrages hydrauliques de grand linéaire et en charge que constituent les digues et les canaux nécessite la mise en œuvre de méthodes à la fois sensibles au phénomène recherché, une fuite, mais aussi qui puissent répondre à la problématique de rendement. L'érosion interne est un processus ponctuel dont les effets sur les paramètres physiques des matériaux constitutifs de la digue peuvent être très ténus. Face à cette problématique, de nombreuses méthodes géophysiques ne satisfont pas à ce cahier des charges. La méthode SCAN Leak offre le double avantage d'une sensibilité à l'érosion interne au travers de la sensibilité à l'écoulement d'eau en milieu poreux mais aussi par rapport à sa simplicité de mise en œuvre. En effet, étant une méthode électrique passive, la polarisation spontanée et sa mise en pratique multi-traces SCAN Leak ne nécessitent pas d'injection de courant et la transmission de l'information électrique, contrairement à la prise de mesure de température, est instantanée.
Les caractéristiques et atouts majeurs du système SCAN Leak sont doubles :

- d'une part la présence d'un réseau d'électrodes permet, en un seul passage, la réalisation d'une cartographie sur une largeur de bande prédéfinie en fonction des dimensions de l'ouvrage à ausculter (dans le cadre de cette étude, la bande auscultation était de 10 mètres en comptant 10 électrodes espacées d'un mètre et une bordure d'influence des deux capteurs aux extrémités du dispositif de 0,5 m),
- d'autre part le système SCAN Leak est doté d'une centrale d'acquisition à capacité d'acquisition haut rendement (plusieurs centaines de Hertz) associée à un positionnement GPS continu.

Dans le cadre de la recherche de fuites dans le canal présentée dans cet article, l'utilisation du protocole SCAN Leak a permis, en l'espace de quelques jours, de délimiter des zones suspectes d'écoulement. En effet, cette étude a montré, en dehors des signaux électriques passifs corrélés à la présence de structures métalliques singulières (figure 3 pour exemple), des anomalies de potentiel spontané dont les amplitudes sont en accord avec le phénomène électrocinétique. Pour cette campagne, quatre personnes avec une embarcation motorisée ont été nécessaires pour réaliser 2 à 4 kilomètres par jour. Sur cette base, les coûts associés sont alors à moduler en fonction de la largeur de bande à ausculter et des conditions de site.
En conclusion, sur l'ensemble de la campagne d'investigation (soit 12 kilomètres), sept zones ont été retenues comme potentiellement fuyardes et ont fait l'objet d'études complémentaires par mesures acoustiques. L'anomalie exposée en figure 4 présentait alors des bruits d'écoulement.

Remerciements

La société FUGRO GEOCONSULTING remercie EdF-CIH pour avoir soutenu ce projet d'investigation géophysique par méthode SCAN Leak.

Références

[1] Fauchard C., Mériaux P. (1994). Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues. Edition Quae- 124p.
[2] Bolève A., Vandemeulebrouck J., Grangeon J. (2012). Dyke leakage localization and hydraulic permeability estimation through self-potential and hydro-acoustic measurements: Self-potential 'abacus' diagram for hydraulic permeability estimation and uncertainty computation. Journal of Applied Geophysics, vol. 86, pp. 17-28.

Etat des méthodes éprouvées et innovantes pour la surveillance des digues fluviales

Proven and innovative methods for levee monitoring

Charles Nadim [1], Paul Royet[2], Patrice Mériaux[2], Christophe Duval[1]

[1]*Institut de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS), charles-edouard.nadim@ineris.fr, christophe.duval@ineris.fr*
[2]*Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture (IRSTEA), paul.royet@irstea.fr, patrice.meriaux@irstea.fr*

Résumé

Aujourd'hui, la surveillance des digues de protection contre les inondations est essentiellement assurée par examen visuel. La surveillance instrumentale est peu développée bien qu'elle puisse être considérée comme une approche complémentaire pertinente permettant de pallier les limites pratiques de l'examen visuel : difficultés d'établir une surveillance continue dans le temps et sur des linéaires importants avec des ressources humaines limitées, notamment en période de crue.Afin d'évaluer les apports potentiels de méthodes instrumentales à la surveillance des digues, un état de l'art a été réalisé. Il a eu pour objectif de présenter de manière synthétique les avantages et limites de chaque méthode au regard des mécanismes de rupture susceptibles d'être détectés. Les méthodes ont été sélectionnées en fonction de critères opérationnels :

- en premier lieu, leur capacité à établir un diagnostic précis vis-à-vis d'un risque donné ;
- leur grand rendement, caractéristique essentielle pour surveiller un objet étendu ;
- les moyens et le temps nécessaires au traitement et à l'interprétation des données. Cet aspect est notamment critique en période de crue.

Ont été considérées à la fois les techniques éprouvées et les méthodes innovantes, parfois encore au stade de R&D. Dans ce cas, la maturité de la technologie a été évaluée au regard des retours d'expérience identifiés. Enfin, la notion de coût est abordée.
Chaque technique retenue est décrite, la conclusion faisant la synthèse des constatations faites.
Cet état de l'art pourra être consulté de manière plus complète au travers du rapport public remis au MEDDE et disponible à la date de parution de cette communication.

Abstract

Nowadays flood protection dikes surveillance is mostly ensured by visual inspection. There is only few instrumental monitoring whereas it could be used as a relevant approach, complementary to visual inspection. In particular instrumental monitoring can offer continuous and/or wide range surveillance, which is especially useful when dealing with dikes. Instrumental monitoring methods can also help optimizing visual surveillance during flood, when human resources can be scarcer than usual.
An overview of the tried and tested surveillance techniques as well as the innovative ones has been made. The objective was to summarize the pros and cons of each technique toward the main dikes failure mechanisms. The techniques have been chosen regarding their range, efficiency and capacity of producing a relevant and precise diagnosis. The development level has also been evaluated through the feedbacks that could be identified. A specific focus is also given on the time and resources needed for data processing and interpretation.

Introduction

Mission de la surveillance des digues

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages hydrauliques ayant pour objectif d'éviter ou de limiter les conséquences d'une crue sur des enjeux humains et matériels installés en zone inondable. Pour remplir cette fonction, une digue doit :

- être correctement dimensionnée pour protéger de l'inondation jusqu'au niveau dit « de protection » et, au-delà, rester totalement stable jusqu'au niveau dit « de sûreté » ;
- maintenir sur le long terme ses caractéristiques initiales, en particulier son niveau de crête et sa résistance.

La surveillance de digues concerne prioritairement le second point : sa mission est en effet de réaliser le suivi des caractéristiques physiques de la digue lui permettant de résister à la charge et aux contraintes hydrauliques vis-à-vis d'un niveau de crue donné. La validation ou la remise en question du dimensionnement de la cote de protection initiale d'une digue ne concerne pas la surveillance : seuls l'historique des niveaux d'eau et les études hydrologiques et hydrauliques permettent de vérifier l'adéquation entre les

caractéristiques hydrauliques initiales d'une digue et la protection vis-à-vis des crues à venir.

Problématiques inhérentes à la surveillance des digues

Les digues de protection contre les inondations sont des ouvrages qui présentent de nombreuses spécificités, à la fois structurelles et d'exploitation. Certaines de ces spécificités compliquent la surveillance des digues de manière importante.

Les digues sont plus ou moins rarement sollicitées. Par nature, une digue de protection contre les crues a vocation à avoir une ligne de crête largement au-dessus du niveau d'eau habituel afin de pouvoir contenir une future montée des eaux. Une grande proportion du corps de digue, si ce n'est la totalité, est donc hors eau une grande partie de la durée de vie de l'ouvrage, les crues les plus importantes étant aussi les plus rares. Cette absence de sollicitations de crues régulières bride drastiquement le retour d'expérience que l'on peut obtenir sur les méthodes de surveillance des digues. Ce point est d'autant plus critique que la méthode considérée est nouvelle ou ne profite pas d'une validation pertinente dans un domaine. De plus, en période de crue, l'environnement d'une digue et les contraintes qui lui sont exercées évoluent de manière importante et rapide. Ce changement brutal de conditions s'avère être une source de difficultés techniques et d'interprétation de mesures dans le cas de certaines méthodes instrumentales.

Les digues sont des ouvrages à grands linéaires, pouvant atteindre plusieurs dizaines de kilomètres de longueur pour les plus importantes. Beaucoup de méthodes de mesures instrumentales ayant un rayon d'action ou de validité limité, on imagine aisément la difficulté que soulève cette géométrie particulière, ne serait-ce que d'un point de vue financier. La capacité d'une méthode instrumentale à caractériser une digue sur un grand linéaire avec un investissement en temps, en moyens matériels et en main d'œuvre acceptable sera donc un avantage décisif. On parlera alors de méthode à grand rendement (en termes de vitesse d'acquisition sur le terrain). Vis-à-vis de la gestion en crue, il convient de plus de privilégier des méthodes permettant une interprétation et une exploitation rapides – voire temps réel - des données. Ce linéaire important empêche également de pouvoir profiter pleinement du retour d'expérience de la surveillance des barrages, domaine très bien documenté mais qui concerne des ouvrages hydrauliques plus « ponctuels ». Cependant, nous pouvons bénéficier du retour d'expérience sur les digues de canaux, bien que relativement récent et encore peu abondant, et en étant conscient que celles-ci se différencient des digues de protection par la présence d'une charge hydraulique quasi-permanente.

Dans le droit français et sauf exception, la protection contre les inondations relève de la responsabilité du propriétaire riverain. La très grande diversité des propriétaires implique une diversité des maîtres d'ouvrage équivalente : propriétaires fonciers particuliers, associations de propriétaires, collectivités locales, État, établissement publics ou privés concessionnaires de l'État… Aujourd'hui, seuls trois gestionnaires regroupent un linéaire de digues de plusieurs centaines de km : l'Association Départementale Isère-Drac-Romanche, le Syndicat mixte interrégional d'aménagement des digues du delta du Rhône et de la mer (SYMADREM) et la Direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement de la région Centre (DREAL Centre) représentant à eux trois environ 1000 km de digues pour un parc français estimé à environ 8000 km. Cette gestion dispersée pour les 7000 km restant implique une difficulté de mutualisation des moyens techniques et financiers, ce qui complique nécessairement la mise en œuvre de stratégies de surveillance à grande échelle. Ceci est d'autant plus critique dans le cas des propriétaires de petite taille ou tout simplement inconnus. De fait, les méthodes les plus coûteuses seront difficilement applicables à une proportion non négligeable de digues.

Enfin, beaucoup de digues françaises sont des ouvrages anciens, parfois multiséculaires. Cette ancienneté crée des complications vis-à-vis d'une stratégie de surveillance à deux points de vue :

- les ouvrages anciens sont souvent peu ou pas du tout documentés, privant le gestionnaire d'informations importantes sur la structure de la digue ;
- certaines techniques instrumentales sont plus aisées à déployer au moment de la construction de l'ouvrage, leur intégration a posteriori étant délicate techniquement et donc financièrement. C'est notamment le cas de la mesure de température et/ou de déformation par fibre optique qui implique le déploiement d'une fibre au sein de la digue et sur tout son linéaire.

Pratique actuelle de la surveillance

Aujourd'hui, la surveillance des digues, quand elle est effectivement réalisée, est essentiellement assurée par examen visuel périodique. La surveillance visuelle présente l'avantage primordial de permettre une confrontation directe entre l'objet d'étude et l'agent expérimenté [1]. Une digue est un ouvrage hétérogène et étendu, souvent situé dans un contexte naturel et changeant. Les causes et les conséquences des évolutions d'une digue et de son environnement ne peuvent souvent s'apprécier pleinement qu'en les constatant *in situ* et avec une vision intégratrice. Aussi, l'approche de terrain reste strictement incontournable.

Pour autant la surveillance visuelle présente certaines limites :

- elle est ponctuelle dans le temps, aucune information n'est disponible entre deux interventions. Ainsi, certaines évolutions brusques peuvent ne pas être détectées durant une période plus ou moins importante selon le rythme de l'examen (ex : remontée de fontis, travaux non déclarés, vandalisme, …) ;

- elle nécessite l'intervention sur place de personnel expérimenté (garde digue par exemple) ou formé. En période de crue, cela soulève à la fois le problème de la disponibilité d'intervenants compétents durant une période particulièrement mobilisatrice et de leur sécurité, surtout s'il s'agit de personnels moins expérimentés mobilisés exceptionnellement ;
- pour assurer un suivi de routine régulier, le coût de mise en œuvre de la surveillance visuelle peut s'avérer non négligeable ;
- enfin, certaines caractéristiques physiques peuvent être délicates à caractériser lors d'une surveillance visuelle, et ce même avec l'apport de mesures instrumentales ponctuelles. En particulier, l'érosion interne d'une digue présente par nature peu ou pas de signes extérieurs en dehors des périodes de crue et ne peut pas être détectée ou suivie aisément.

Quel apport de la surveillance instrumentale ?

Compte tenu de ces limites, qui ne contredisent pas l'apport essentiel de la surveillance visuelle, il est intéressant d'évaluer l'apport complémentaire d'une surveillance instrumentale, qui à l'heure actuelle n'est que rarement déployée par les gestionnaires [15].

Dans le cadre d'une opération de recherche financée par le Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE), un état de l'art a été réalisé sur les différentes techniques de mesure existant à ce jour (c'est-à-dire les méthodes qui permettent la caractérisation des paramètres physiques traduisant la capacité d'une digue à remplir sa mission de protection vis à vis d'un niveau d'eau donné). Cet état de l'art concerne à la fois les techniques de mesures éprouvées ou celles au stade de recherche et développement, pour la surveillance des digues.

Pour chaque technique décrite, y compris la surveillance visuelle, il s'agit de mettre en évidence les avantages et les limites au regard des mécanismes de rupture surveillés.

De nombreuses méthodes instrumentales permettent de suivre telle ou telle caractéristique physique d'une digue. Au-delà de la simple pertinence vis-à-vis des mécanismes de rupture, le choix des techniques décrites a été fait en tenant compte des spécificités de la surveillance des digues citées ci-dessus :

- la technique permet-elle de suivre une évolution des caractéristiques de la digue tout au long de sa vie ou bien n'est-elle pertinente qu'en période de crue ? La question sous-jacente est celle de l'anticipation de la rupture permise par la méthode de surveillance ;
- la technique permet est-elle une surveillance à grand rendement ? Compte tenu de la géométrie linéaire étendue d'une digue, la capacité d'une méthode à réaliser une surveillance à grande échelle en un délai acceptable est une caractéristique essentielle.

Les aspects de coûts de fourniture, d'installation et d'exploitation sont également évoqués, afin de permettre une première évaluation de l'applicabilité de ces méthodes dans des conditions de maîtrise d'ouvrage données.

Surveillance visuelle

Mécanismes de rupture surveillés : Tous mécanismes.

Principe : Bon nombre de désordres pouvant affecter une digue se révèlent par des indices de surface [1] : mouvements de terrain, érosions, ravinements, végétation singulière, terriers, etc. La surveillance visuelle constitue le meilleur moyen de repérer de tels indices et s'avère incontournable pour établir un état initial (examen initial) de la digue puis en permettre le suivi ultérieur (surveillance programmée ou Visite Technique Approfondie - VTA). La surveillance visuelle consiste à parcourir intégralement à pied le linéaire de la digue, en répertoriant toutes les informations visuelles sur les désordres ou les présomptions de désordre. En crue, ou en post-crue, il s'agira d'évaluer les désordres liés à l'état "en charge", actuel ou passé, de la digue, révélant les zones de faiblesse de l'ouvrage.

Anticipation de la rupture de digue : Bonne anticipation pour tous les mécanismes, mais uniquement vis-à-vis d'une crue à venir. Pour la surveillance en crue, le délai d'anticipation est variable selon le mécanisme : faible pour la surverse, moyen à bon pour les autres.

Rayon d'action/Mobilité : La surveillance visuelle est évidemment mobile. Elle s'applique à toutes les parties visibles de la digue et de son proche environnement.

Collecte/traitement : La collecte des données se fait par un opérateur sur le terrain. Hors crue, le rendement est de 1 à 5 km/jour pour 2 ou 3 opérateurs. Les données sont disponibles en temps différé, sauf en période de crue avec liaison radio ou téléphonique vers une cellule de crise. La moitié environ du temps sur le terrain est nécessaire après coup pour mettre en forme et traiter les données acquises.

Maturité/fiabilité : La surveillance visuelle bénéficie d'un très grand retour d'expérience et est tout à fait mature.

Limites principales : Une solide expérience est nécessaire de la part des opérateurs. Aucune information directe n'est obtenue sur l'intérieur de la digue ou sur les parties immergées. La végétation peut créer une gêne. En période "à sec" les indices sont susceptibles d'être effacés. En période de crue ou de post-crue, il peut être difficile de satisfaire les contraintes de temps, l'intervention en conditions acceptables de sécurité des opérateurs exigeant de plus une préparation soignée des interventions.

Indication de coût de mise en œuvre : Le coût tout compris de la surveillance visuelle peut être estimé à 250 à 1000 € / km selon état d'entretien ou de dégradation de la digue.

Limnimétrie

Mécanisme de rupture surveillé : Surverse.

Principe : La connaissance du niveau d'eau est une information évidemment essentielle en cas de crue, en particulier pour la gestion du risque de surverse. Plusieurs technologies sont disponibles pour réaliser cette mesure. Parmi elles, la sonde de pression et le radar sont particulièrement intéressants techniquement.
La sonde de pression est immergée, fixée et solidement protégée. Pour une gamme de vitesses donnée, la mesure de pression donne la hauteur d'eau. Le radar est installé au-dessus du cours d'eau et mesure la distance avec la surface. Le radar est insensible à la température et est moins vulnérable puisque normalement hors d'eau.
Pour que ces mesures soient pertinentes la relation entre niveau d'eau au fleuve et à la digue doit être bien connue.

Anticipation de la rupture de digue : L'anticipation de la surverse est fonction du rythme de montée des eaux et de la fonctionnalité du capteur lors de la crue.

Rayon d'action/Mobilité : Mesure fixe et strictement locale.

Collecte/traitement : Collecte immédiate des données, transmission automatique possible. Aucun traitement nécessaire, les mesures sont immédiatement exploitables.

Maturité/fiabilité : Technologies éprouvées. Précisions typiques : ± 5 à 10 mm (sonde de pression), ± 5 mm (radar), ce qui est largement satisfaisant pour le suivi d'une crue. Peu d'influence des conditions météorologiques.

Limites principales : Sonde de pression. La mesure présente une dérive dans le temps (hystérésis), un recalage est nécessaire tous les mois. Le capteur nécessite une importante maintenance. La sonde étant immergée, elle ne peut pas être déployée en zone sèche et son tube de protection est particulièrement vulnérable aux débris flottant lors des crues. Radar. Le radar souffre d'une « zone aveugle » dans les quelques dizaines de centimètres immédiats : si le niveau de crue atteint cette zone, la mesure se dégrade fortement. La précision diminue avec la distance capteur/surface. L'association du capteur radar (niveau normal et haut) et de la sonde de pression (niveau bas) peut pallier ce problème.

Indication de coût de mise en œuvre : Sondes de pression : capteur peu cher (< 100€ pièce). Génie civil : solide protection de la sonde nécessaire. Radar : 1-2 k€ par capteur. Génie civil : pose sur un ouvrage existant ou pose d'un support. Ces deux technologies proposant des signaux de sortie de capteur standards, des unités d'acquisition peu chères peuvent être utilisées (quelques k€, voire moins pour une mesure sans télétransmission).

Fibre optique

Mécanismes de rupture surveillés : Erosion interne, glissements (de talus, affaissement, tassement différentiel).

Principe : Une fibre optique est enfouie le long d'une digue, sur une longueur pouvant aller jusqu'à quelques dizaines de kilomètres. A l'extrémité de cette fibre optique, ou à partir de relais intermédiaires, un signal lumineux calibré est émis. L'analyse du contenu fréquentiel du signal renvoyé permet de calculer la température et/ou la déformation locale tandis que le temps de parcours du signal indique la position du paramètre ainsi mesuré. Une mesure distribuée de la température [2]-[4] et de la déformation [5] est donc obtenue tout au long de la fibre optique qui est à la fois capteur et vecteur du signal de mesure. Son utilisation permet, contrairement aux instruments utilisés classiquement, d'avoir une vue à la fois globale et détaillée de la zone instrumentée.

Anticipation de la rupture de digue : La rupture a été anticipée de 2 jours (température et déformation) au cours de l'expérimentation Ijkdijk aux Pays-Bas en 2009-2010.

Rayon d'action/Mobilité : Dispositif fixe. Mesures distribuées tout le long de la fibre. Détection d'une fuite jusqu'à quelques décimètres autour de la fibre en méthode passive (moins en méthode active).

Collecte/traitement : Collecte immédiate des données, transmission automatique possible. L'interprétation du signal en déformation est relativement simple tout comme celle du signal en température en méthode active (chauffe de la fibre pour mettre en valeur les phénomènes de convection). Le traitement devient complexe pour la mesure de température en méthode passive, un historique de mesures conséquent et l'emploi d'une approche physico-statistique ou de traitement du signal devenant nécessaires.

Maturité/fiabilité : La méthode peut être considérée comme mature et fiable. Des précisions de 0,1°C en température et de 0,01% en déformation [6] peuvent être obtenues.
Limites principales : Le coût et la technicité de la mesure sont les principales limites de la surveillance par fibre optique, en particulier pour la méthode active de mesure de la température. La difficulté de l'interprétation des mesures de température (en mode passif) et de la quantification des fuites implique un délai dans le processus de suivi ainsi que la nécessité de personnel expérimenté.

Indication de coût de mise en œuvre : La mise en œuvre d'une fibre optique relève d'un investissement initial important, d'autant plus qu'elle n'aura pas été prévue dès la conception de la digue. L'ordre de grandeur est de quelques dizaines de k€ au kilomètre hors coût d'exploitation.

Imagerie thermique

Mécanisme de rupture surveillé : Erosion interne.

Principe : Tout corps émet un rayonnement électromagnétique infrarouge dont l'intensité est fonction de la température du corps en question et de son émissivité (capacité à réémettre l'énergie absorbée). En mesurant précisément le rayonnement émis par un corps donné, ponctuel ou étendu, et si l'on connaît l'émissivité de ce corps, il est possible d'en tirer une image thermique. La mesure est réalisée par une caméra thermique (ou caméra infrarouge).
En période de crue, une fuite au sein de la digue provoque une anomalie thermique, la température de l'eau étant différente de celle du corps de digue. Si cette fuite est suffisamment importante ou superficielle, un gradient thermique atteint la surface de la digue et est donc susceptible d'être identifié par imagerie thermique.

Anticipation de la rupture de digue : Anticipation moyenne : détection possible d'une érosion interne lorsque la digue est en eau, soit essentiellement en crue.

Rayon d'action/Mobilité : La zone caractérisée est celle visée, mais le dispositif très mobile, la caméra thermique pouvant être soit aéroportée, soit portée au poing. Un dispositif aéroporté offre un rendement maximal. Prise au poing, la caméra peut faciliter la surveillance visuelle.

Collecte/traitement : Nécessité d'un déplacement sur site. L'interprétation est compliquée par la diversité des émissivités du terrain. Pour une mesure aéroportée, des photographies aériennes peut s'avérer essentielle.

Maturité/fiabilité : La thermographie infrarouge est une technologie tout à fait mature et permet une précision absolue de ±1°C et relative de ±0,1°C. Le retour d'expérience en digue est relativement limité, la méthode ayant été davantage exploitée en canaux (ouvrages en permanence en eau) [7]-[9] ou à titre expérimental (DREAL Centre).

Limites principales : La végétation introduit des variations d'émissivité et peut aller jusqu'à masquer le rayonnement de la digue. La méthode est donc fortement dégradée si la digue n'est pas correctement entretenue. En outre la détection de fuites au sein d'une digue n'est possible que si cette fuite est suffisamment importante. Enfin les conditions environnementales, et notamment la pluie, altèrent significativement les capacités de détection (optimales lors des périodes de fort contraste thermique).

Indication de coût de mise en œuvre : Une caméra thermique de poing coûtera de 5 à 10 k€. Un modèle aéroporté pourra avoir un coût plus élevé, auquel la location d'un hélicoptère doit être ajoutée.

Panneaux électriques

Mécanisme de rupture surveillé : Erosion interne.

Principe : La tomographie de résistivité électrique est basée sur l'injection d'un courant électrique dans le sol par le biais de deux électrodes enfouies, le potentiel électrique étant mesuré en parallèle par deux autres électrodes [10]. Par inversion du potentiel [11], la résistivité est calculée. Selon l'agencement des électrodes la sensibilité aux variations, le volume ausculté et la profondeur de pénétration seront différents. Les « panneaux électriques » consistent à déployer un grand nombre d'électrodes et à les solliciter tour à tour dans un grand nombre de configurations, permettant d'obtenir une carte complète de résistivité apparente de la digue. Les modifications de faciès, et donc de résistivité, provoquées par une érosion interne d'une digue sont susceptibles d'être alors détectées par un suivi régulier, les électrodes pouvant rester en place. En outre, lors d'une crue, la saturation du remblai modifie les contrastes de résistivité dans l'environnement des zones d'écoulements internes.

Anticipation de la rupture de digue : Anticipation moyenne : détection possible d'une érosion interne lorsque la digue est en eau, soit essentiellement en crue.

Rayon d'action/Mobilité : Jusqu'à plusieurs centaines de mètres linéaires instrumentés, la profondeur maximale investiguée représentant environ 1/8 à 1/6 de la longueur totale. Les électrodes étant enfouies, le dispositif est fixe.

Collecte/traitement : La collecte est immédiate. L'inversion des mesures électriques est rapide. L'interprétation est elle très délicate et exige de l'expérience.

Maturité/fiabilité : La technologie en continu est à ce jour au stade de R&D, bénéficiant de retours d'expérience encourageant en digues [12]. Les mesures apparaissent comme délicates à interpréter mais facilitées par un suivi continu qui permet de détecter plus aisément les évolutions.

Limites principales : La profondeur réellement investiguée n'est pas connue, dépendant de la résistivité des constituants de la digue. Des faciès de nature et profondeur différentes peuvent présenter des résistivités identiques et seront donc confondus (principe d'équivalence). Ces difficultés peuvent

être en partie écartées en réalisant un suivi continu, la comparaison permettant de détecter des évolutions de faciès.

Indication de coût de mise en œuvre : Le coût se répartit entre les électrodes (100-200 € par électrode), le résistivimètre (~30-40 k€), le matériel d'acquisition et le logiciel de traitement (<5 k€). Les travaux d'installation sont relativement simples. En cas de suivi périodique, les électrodes, très robustes, peuvent rester en place.

LiDAR très haute résolution

Mécanismes de rupture surveillés : Tous mécanismes.

Principe : Le LiDAR (Light Detection And Ranging) est un outil de levé topographique. Un signal laser est émis depuis une plate-forme aéroportée ou terrestre vers le sol. Une partie de la lumière est rétrodiffusée vers la source : la distance est mesurée entre la source laser et le premier point rencontré permettant d'obtenir la topographie de la zone survolée et de tous les objets, mobiles ou non, présents sur les ouvrages (avant filtrage). Le LiDAR aéroporté très haute résolution couplé à son imagerie aérienne contribue à détecter ou diagnostiquer les principaux mécanismes de dégradation ou de rupture des digues, par le repérage et la caractérisation des indices plus ou moins directs qu'ils laissent en surface : mécanismes ayant un impact sur la topographie de l'ouvrage ou de son environnement et ceux susceptibles d'être favorisés par des singularités partiellement visibles en surface.

Anticipation de la rupture de digue : Bonne anticipation pour tous les mécanismes [13], mais uniquement vis-à-vis d'une crue à venir.

Rayon d'action/Mobilité : Ensemble des parties visibles de la digue et de son proche environnement, largeur de fauchée dépendante de la hauteur de vol de l'aéronef. Le dispositif est par nature totalement mobile.

Collecte/traitement : La collecte nécessite le déplacement sur site (aéronef et antennes GPS au sol). Le traitement est assez complexe et long (plusieurs semaines) pour aboutir à l'élaboration de modèles numériques de terrain à maillage fin, ce qui peut rendre son utilisation délicate en outil de diagnostic post-crue.

Maturité/fiabilité : La technologie est éprouvée aux Pays Bas et aux USA, et se développe en France [13], [14]. La précision du LiDAR héliporté est pluricentimétrique ce qui est amplement suffisant pour les applications topographiques classiques, y compris en présence de végétation.

Limites principales : La technique ne fournit pas d'information directe sur l'intérieur de la digue, ni sur les parties immergées. L'auscultation topographique est gênée par la végétation (baisse de la précision requise pour un suivi de déplacements). Enfin, certains indices sont susceptibles d'être effacés en période hors crue tandis que les moyens nécessaires peuvent s'avérer être difficiles à mettre en œuvre rapidement en période de crue ou post-crue.

Indication de coût de mise en œuvre : 2 à 2,5 k€ / km, à condition de survoler et traiter 60 à 80 km de digues en une seule opération [15].

Polarisation spontanée

Mécanisme de rupture surveillé : Érosion interne.

Principe : La traversée d'un liquide au travers d'un milieu poreux crée des potentiels électriques dits d'électrofiltration. Ces potentiels ΔP sont de l'ordre de quelques mV à quelques centaines de mV pour les circulations importantes. La polarisation spontanée consiste à mesurer, entre deux électrodes fixées dans le sol, les potentiels électriques d'électrofiltration. L'existence d'une circulation d'eau se traduit localement, par rapport au potentiel électrique « naturel » du site par un potentiel plus faible à l'amont et plus fort à l'aval. La mesure de l'électrofiltration donne le moyen de détecter les circulations d'eau au sein des digues en terre. Il s'agit donc de surveiller l'apparition de fuites au sein de la digue, notamment en période de crue.

Anticipation de la rupture de digue : Anticipation moyenne : détection possible d'une érosion interne lorsque la digue est en eau, soit essentiellement en crue.

Rayon d'action/Mobilité : Le dispositif est fixe. L'importance de l'électrofiltration dépend de la nature de la fuite et des constituants de la digue. Plus la fuite est importante, plus elle pourra être détectée profondément dans la digue. Un linéaire ou un maillage d'électrodes espacées de quelques mètres de distance peut couvrir et détecter des fuites de petite taille (décimétrique, métrique…) lorsque le contraste avec l'encaissant est suffisant.

Collecte/traitement : La collecte des données est immédiate. Un traitement du signal classique couplé à une cartographie permet de localiser en XY les anomalies de polarisation spontanée et donc les fuites potentielles. Un traitement plus complexe consiste à inverser des données sur la base des équations simulant le phénomène afin d'évaluer également une profondeur relative. Ce traitement est rendu délicat par le principe d'équivalence [16], [17].

Maturité/fiabilité : Cette méthode a prouvé ses capacités de détection des zones d'écoulement préférentiel dans les digues à charge permanente et sur des linéaires importants.

Limites principales : L'interprétation de mesures d'électrofiltration est rendue délicate par le principe d'équivalence et par l'absence d'information précise sur la profondeur investiguée. Le suivi continu, et donc en relatif, d'une digue peut néanmoins faciliter la détection d'une fuite. De nombreux potentiels électriques parasites peuvent également dégrader les performances de la méthode.

Indication de coût de mise en œuvre : Le coût est similaire à celui des panneaux électriques, soit ~50 k€ pour un dispositif d'une centaine d'électrodes.

TABLEAU 1: SYNTHÈSE DU CHAMP D'APPLICATION DES MÉTHODES ÉTUDIÉES

Méthode	Pertinence de la mesure			Mécanismes surveillés
	Avant crue	En crue	Post-crue	
Surveillance visuelle	Oui	Oui	Oui	Tous
Limnimétrie	Oui	Oui	Oui	Surverse
Fibre optique – température	Faible	Oui	Faible	Érosion interne
Fibre optique – déformation	Oui	Oui	Oui	Érosion interne, glissements, tassements
Panneaux électriques	Faible	Oui	Faible	Érosion interne
Polarisation spontanée	Faible	Oui	Faible	Érosion interne
Thermométrie infrarouge	Faible	Oui	Faible	Érosion interne
LiDAR aéroporté haute définition	Oui	Faible	Oui	Tous

Conclusions

L'importance de la pratique du « terrain »

Sans tenir compte de l'aspect financier ou de la faisabilité technique, de nombreuses méthodes existent pour la surveillance des digues. Pour autant leur emploi n'est certainement pas équivalent, comme le rappelle le Tableau 1. La surveillance visuelle, et dans une moindre mesure la cartographie par LiDAR haute définition, sont les seules méthodes permettant de surveiller et d'anticiper l'ensemble des mécanismes de rupture. En effet les autres méthodes ne se révèlent pertinentes que vis-à-vis d'un ou deux mécanismes donnés. De plus la plupart n'est réellement pertinente que lorsque la digue est en charge, c'est-à-dire en période de crue, ce qui réduit drastiquement leur capacité d'anticipation de la rupture. Enfin un point faible de nombreuses méthodes instrumentales évoquées (panneaux électriques, thermométrie infrarouge, polarisation spontanée, mesure de température par fibre optique) est la difficulté de l'interprétation des mesures,. Pour une majorité, seule une confrontation des mesures avec la réalité du terrain permet d'espérer une certitude quant aux évolutions affectant la digue.

Complémentarité des approches

Pour autant, la surveillance visuelle et le LiDAR présentent eux-mêmes des limites qui peuvent, ou pourraient, être avantageusement palliées par des méthodes instrumentales complémentaires. La première est la difficulté, voire l'impossibilité, d'étudier l'intérieur de la digue ou les parties immergées, même si de nombreux indices d'évolution se trouvent en surface de digue. A ce titre, on peut tout à fait envisager une instrumentation complémentaire, sur certains tronçons jugés plus à risque par exemple, pour ausculter le corps de la digue et augmenter les chances de détecter une fragilisation de la digue en période de crue.

La période de crue est justement l'une des difficultés que rencontrent la surveillance visuelle et le LiDAR. En crue, les contraintes de temps, amplifiées par une nécessaire gestion rigoureuse de la sécurité des intervenants, peuvent rendre difficile le déploiement d'équipes expérimentées sur de grands tronçons de digue. De la même manière, il ne sera pas forcément aisé de mettre en œuvre des mesures LiDAR aéroportées en un court laps de temps, les hélicoptères pouvant être justement spécialement mobilisés pour d'autres tâches en période de crise. Plus rédhibitoire encore, le délai de traitement des données LiDAR (plusieurs semaines) empêche toute analyse en quasi temps réel. On peut alors tout à fait envisager d'optimiser le travail de surveillance visuelle en pointant du doigt certaines zones suspectées d'être en évolution par une méthode instrumentale.

Surveillance en crue ?

La thermométrie infrarouge par caméra de poing, déjà testée avec succès pour la surveillance de canaux, pourrait s'avérer

un outil précieux de gain de temps lors de l'inspection visuelle, spécialement en période de crue. Les mesures par fibres optiques apportent également une information précieuse. L'anticipation de deux jours d'une rupture lors de l'expérience Ijkdijk (Pays-bas, [3]) démontre tout l'intérêt de la méthode en période de crue. Les mesures géophysiques permanentes, type polarisation spontanée ou panneaux électriques, semblent également prometteuses pour un suivi moyen et long terme, d'autant plus que leur interprétation est facilitée par un suivi continu (mesures relatives). Des résultats de tests en grand sont également très encourageants [12], [16], malgré l'absence à ce jour de validation *in situ* en conditions réelles de crue.

Remerciements

Les auteurs remercient sincèrement M. Yves-Laurent Beck (EDF), M. Patrick Chassé (CETMEF), M. Christophe Josserand (INERIS), M. Thibaut Mallet (SYMADREM), M. Jean Maurin (DREAL Centre), M. Sergio Palma-Lopes (IFSTARR) et M. Noël Watrin (DREAL Midi-Pyrénées) pour leur aide précieuse à la réalisation de cet état de l'art.

Références

[1] Mériaux P., Royet P., Folton C. (2004). *Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations : guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires*. Cemagref Editions 2004.

[2] Johansson S. (1997). *Seepage monitoring in Embankment Dams*. PhD Rapport, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.

[3] Fry J.-J. & al., 2004. *Détection de fuite sur les digues par acquisition de profils de température le long d'une fibre optique*. Colloque Sécurité des digues fluviales et de navigation, Orléans, France.

[4] Védrenne C., Fabre J.-P., Courivaud J.-R., Fry J.-J., 2009. *Détection et quantification des fuites par thermométrie distribuée le long d'une fibre optique*. 23ème congrès CIGB, Brasilia, Brazil.

[5] Meijer & al., 2008. *The development of an early warning system for dike failure*, Waterside security conference, Kopenhagen, Denmark

[6] Artières O.,Briançon L., A. Robinet A., 2011. *Auscultation des ouvrages en terres avec un système de détection et d'alerte par fibres optiques*. Compte-rendu de la conférence Rencontres Géosynthétiques 2011, 22-24 Mars 2011, Tours, pp. 197-208.

[7] Nellis D. (1982). *Application of thermal infrared imagery to canal leakage detection*, Remote sensing of environment, Vol 12, 229-234.

[8] CFGB, 1997. *Érosion interne : typologie, détection et réparation.* Barrages et réservoirs, n°6, mai 1997, 126p.

[9] Pickerill J. M. (1998). *Leak detection from rural aqueducts using airborne remote sensing techniques*, International journal of remote sensing, Vol 19, N°12, 2427-2433.

[10] Fauchard C. & Mériaux P. (2004). *Méthodes géophysiques et géotechniques pour le diagnostic des digues de protection contre les crues*, Éditions Quæ.

[11] Loke M. (1996). *Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-newton method,* Geophysical Prospecting, Vol. 44, p.131-152.

[12] Palma-Lopes S. (2010). *Surveillance de digues par imagerie de résistivité électrique : expérimentation de longue durée sur une levée de Loire*, Journées scientifiques de géophysique appliquée, congrès AGAP 2010, St Brieuc.

[13] Auriau L., Mériaux P., Lacombe S., Marmu S., Maurin J., Boulay A. (2012). *The airborne high-resolution LiDAR as an efficient tool for topographical survey and detection of surface anomalies on flood protection dike*. FloodRisk 2012 Conference, to be published.

[14] Royet P., Palma Lopes S., Fauchard C., Mériaux P., Auriau L. (2012). *Rapid and cost-effective dike condition assessment methods: geophysics and remote sensing.* FloodProBE EU Project Report – Task 3.2.

[15] Mériaux P., Monier T., Tourment R ., Mallet T., Palma Lopes S., Maurin J., Pinhas M. (2012). *L'auscultation des digues de protection contre les inondations : un concept encore à inventer.* Colloque CFBR : « Auscultation des barrages et des digues - Pratiques et perspectives », 27-28 Novembre 2012, Chambéry, France.

[16] Bolève A. (2010). *Suivi d'érosion interne d'une digue expérimentale en terre par monitoring de polaristion spontanée*, Journées Scientifiques de Géophysique appliquée, Congrès AGAP 2010, St Brieuc, France.

[17] Ishido T. (1999). *Numerical simulation of electrokinetic potentials associated with subsurface fluid flow*, Journal of Geophysical Research, 104(B7), p. 15,247-215,259.

AD Isère Drac Romanche : surveillance et entretien des digues au jour le jour

AD Isère Drac Romanche: routine surveillance and management

V. Platz[1] , M. Pinhas[2]

[1] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, v.platz@adisere.fr
[2] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, m.pinhas@adisere.fr

Résumé

L'AD Isère Drac Romanche gère 220 km de digues dans le département de l'Isère en France. Elle dispose de moyens techniques et humains qui lui permettent d'assurer au quotidien la surveillance des ouvrages de protection contre les inondations. Elle réalise aussi leur entretien courant ainsi que les travaux de grosses réparations lorsque cela s'avère nécessaire.
L'AD Isère Drac Romanche est structurée et organisée de manière à réaliser en interne une partie de ses missions : surveillance en crue et hors crue, entretien manuel de la végétation, gestion des données relatives aux endiguements. Elle fait aussi appel à des prestataires extérieurs pour les tâches très spécialisées : topographie, sondages géotechniques et géophysiques, études hydrauliques, travaux de confortement de digues et gros entretien de la végétation.
Après plus de 75 ans d'activités dédiées uniquement à la gestion des digues, elle a su développer au fil du temps une véritable technicité et elle contribue à la professionnalisation de la filière.

Abstract

AD Isère Drac Romanche manages 220 km of dikes in the department of Isère in France. It has technical and human resources that enable it to provide daily monitoring of protective structures against flooding. It also performs its routine maintenance as well as major repairs when necessary.
AD Isère Drac Romanche is structured and organized in order to realize by it-self a part of its missions: monitoring during –and out- flood, manual maintenance of vegetation, management of embankments data. It also makes use of external providers for highly specialized tasks like topography, geotechnical and geophysical studies, hydraulic studies, major repairs and vegetation maintenance.
After more than 75 years of activities dedicated exclusively to the dike management, it has developed over the years a real technicality and contributes to the professionalization of the sector.

Introduction

L'AD Isère Drac Romanche est un établissement public administratif créé en 1936. Elle regroupe le département de l'Isère, 68 communes et 14 associations syndicales (regroupées en union) de propriétaires riverains. La liste des ouvrages endigués gérés par l'AD Isère Drac Romanche est établie par arrêté préfectoral. Elle peut évoluer si de nouvelles digues sont construites par des entités publiques à l'intérieur de son périmètre de compétence. L'AD Isère Drac Romanche n'est que très peu propriétaire des digues qu'elle gère. Elle en assure l'entretien et la surveillance suite à une procédure spécifique de remise en gestion des ouvrages qui lui confère toutes les prérogatives du propriétaire sauf celle d'aliéner le bien. Elle gère aujourd'hui des digues propriétés de l'Etat et d'associations syndicales.
Le département de l'Isère prend en charge la moitié des dépenses de l'AD. L'autre moitié est répartie à égalité entre les communes membres et l'union des associations syndicales. Le budget annuel de l'AD est d'environ 3 millions d'euros pour 220 km de digues gérées. Le paiement des contributions constitue une dépense obligatoire pour ses membres.
L'AD Isère Drac Romanche emploie une dizaine de salariés permanents organisés pour assurer l'ensemble des missions afférentes à la surveillance et à l'entretien des digues de protection contre les inondations sur les cours d'eau de l'Isère, du Drac et de la Romanche.
Elle dispose depuis novembre 2011, et pour une durée de cinq ans, de l'agrément « digues et petits barrages - études, diagnostics et suivi des travaux ». Cela lui permet notamment de continuer à assurer la maîtrise d'œuvre d'une partie de ses chantiers de réparation et de pouvoir, le cas échéant, réaliser en interne une part des études réglementaires liées au classement des digues.

Surveillance des endiguements

La surveillance des digues est au cœur des missions de l'AD Isère Drac Romanche. Elle fait l'objet d'une tournée bimensuelle effectuée par deux gardes digues. Ces visites de

surveillance sont effectuées en voiture depuis la crête de digue qui est en tous lieux circulable. Des points de passage obligatoires sont marqués par la prise de points GPS pour garantir l'effectivité et la traçabilité de la tournée.
Le repérage des observations s'effectue par rapport à des bornes de repères implantées sur les digues (au droit de profils en travers historiques) ou à l'aide d'un GPS.
Lors de ces tournées, le garde digue doit :

- s'assurer de la bonne accessibilité à la digue (fonctionnement des portails mis en place à chaque entrée) ;
- garantir le libre passage d'un véhicule en crête (absence d'obstacles tels que chute d'arbres) ;
- vérifier l'absence de travaux non autorisés sur la digue ou à proximité pouvant conduire à une dégradation de l'ouvrage (débardage, terrassements dans le corps de digue ou à proximité, …) ;
- relever tous nouveaux désordres (glissement, fontis, terriers, fissures etc..) non référencés dans la base de données SIRS Digues.

Ces tournées en véhicule permettent de faire remonter mensuellement de nouveaux désordres repérés sur la crête et en le talus de digue. L'observation des endiguements dans leur ensemble et le repérage des désordres potentiels se fait aussi lors des travaux d'entretien manuel des talus réalisés tout au long de l'année par les garde-digues (196 jours en 2012) et lors des métrés effectués à pied par les techniciens (13 jours en 2012) en préalable aux travaux d'entretien de la végétation réalisés par les entreprises.

SIRS Digues
SIRS Digues est un système d'informations à références spatiales dédié à la gestion des digues. Cet outil informatique, qui couple un SIG à une base de données, permet de gérer le patrimoine d'informations relatif aux différents composants du système « digue » : structure et géométrie de la digue, ouvrages hydrauliques, réseaux de communication, de flux et d'énergie, désordres, historique des crues, travaux et études, végétation.
SIRS Digues a été conceptualisé par l'Irstea (ex Cemagref) en 1998 et a fait l'objet d'un développement logiciel en 2004 réalisé en collaboration avec l'AD Isère Drac Romanche et le Symadrem (Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des digues du Delta du Rhône et de la Mer). Aujourd'hui la direction régionale de l'environnement, de l'aménagement et du logement (DREAL) Centre finance et utilise aussi l'outil, ce qui représente 1200 km de digues gérées via SIRS Digues.

Cet outil facilite et optimise les tâches quotidiennes du gestionnaire en termes de diagnostic, de surveillance, de programmation des travaux, et de communication. Il est aussi devenu indispensable pour la réalisation des études réglementaires (dossier d'ouvrage, visite de surveillance programmée, visite technique approfondie…).

Cet outil est en cours de refonte afin d'en favoriser, notamment, une diffusion plus large auprès des autres gestionnaires de digues en France.

Suivi des désordres
L'observation et le relevé des nouveaux désordres est fait à la fois lors des visites de surveillance bimensuelle mais aussi lors de la visite technique approfondie (VTA) imposée par la réglementation (moyenne de 4,5 km/jour parcouru à pied lors des VTA). Le suivi de l'évolution des désordres déjà recensés se fait spécifiquement lors d'une tournée trimestrielle dédiée aux désordres mais aussi à l'occasion de la visite technique approfondie.
Cette visite trimestrielle est consacrée à l'observation des désordres recensés dans la base de données SIRS Digues. Elle est effectuée par un garde digue ou un technicien de l'AD Isère Drac Romanche à l'aide de fiches de suivi des désordres extraites de SIRS Digues ainsi que d'une cartographie recensant les désordres en cours. Cette visite peut-être programmée sur plusieurs jours.
Les désordres relevés sont classées en quatre catégories (0 à 3) :

- n'affectant pas la stabilité de l'ouvrage et n'étant pas susceptible d'évoluer (0) ;
- n'affectant pas la stabilité de l'ouvrage mais étant susceptible d'évoluer (1) ;
- risquant d'affecter la stabilité de l'ouvrage (2);
- déstabilisant l'ouvrage (3).

Les désordres classés 0 sont principalement du vandalisme sur les ouvrages de voiries (portails, bornes) et des décharges sauvages. Ce type de désordres est traité lors de campagnes régulières. Les désordres classés 1 correspondent à des glissements de faible envergure, des petits fontis, des érosions fluviales en cours de création etc.. Ces désordres font uniquement l'objet d'une surveillance pour suivre leur évolution.
Les désordres de type 2 peuvent êtres des terriers de blaireaux, des fontis plus grands, des glissements, des affaissements de plus grande importance. Ils font l'objet de diagnostic afin d'en mesurer l'ampleur et de voir quelle est le type de traitement le plus adapté. Des sondages géophysiques et géotechniques, des levés topographiques peuvent être mis en œuvre dans cet objectif. Ces désordres sont surveillés prioritairement lors de la tournée trimestrielle.

Les désordres classés en 3 sont des érosions, des glissements, des terriers, des fontis etc.… menaçant directement l'ouvrage de par leur localisation et leur importance. Ils font l'objet de programmation de travaux dans l'urgence ou non selon les cas. Ces désordres font l'objet d'une surveillance prioritaire lors de la tournée trimestrielle.

Suivi des ouvrages traversants
Une visite annuelle est programmée pour vérifier le bon fonctionnement des vannes manuelles ou automatiques présentes dans les digues ainsi que l'état du génie civil des ouvrages.
Ces visites sont réalisées soit par le personnel de l'AD Isère Drac Romanche soit par des entreprises spécialisées.
L'examen des autres types d'ouvrages traversants (buses, dalots, rejets pluviaux…) a lieu lors de la visite technique approfondie.

Gestion de la végétation

Un plan de gestion de la végétation
Les digues gérées par l'AD Isère Drac Romanche présentent une végétation arborée dynamique. Cette végétation a des intérêts écologiques, paysagers et récréatifs, mais est en totale contradiction avec les règles de sécurité à respecter pour les digues.
La végétation sur les digues présente quatre inconvénients :

- les grands arbres créent un risque d'arrachement et de détérioration de la digue. Les chablis (arbres tombés par le vent) créent des tourbillons en crue provoquant des érosions locales. Les arbres génèrent aussi un risque pour les usagers des digues en cas de chute ;
- les racines favorisent le risque d'érosion interne ;
- la végétation dense est une gêne à la surveillance des ouvrages ;
- les arbres emportés lors des crues risquent de s'accumuler contre les piles de ponts et les îlots, et ainsi de créer des embâcles.

L'Association Départementale consciente de cette situation a travaillé, dès les années 2000, à une gestion rationnelle de la végétation. L'AD Isère Drac Romanche est passée d'un entretien au coup par coup à une gestion raisonnée, planifiée et basée sur des consignes de sylviculture compatibles avec une sécurisation des digues.
Elle a donc demandé à l'Irstea (ex Cemagref) d'Aix en Provence, associé aux universités des sciences de Grenoble et de Clermont Ferrand, d'élaborer un plan de gestion.
Ce plan de gestion est basé sur le principe que le couvert forestier ne peut être totalement éradiqué d'une part à cause de la présence des racines dans le corps de digue qui, en pourrissant, favorisent le risque de renard hydraulique, et d'autre part pour des raisons environnementales.
L'objectif est donc de diminuer la densité du boisement, de rajeunir ce dernier pour éviter les gros massifs racinaires et limiter le risque de chute d'arbre, de garder vivantes les racines pour éviter leur pourrissement et enfin de gagner de la visibilité sur les talus.
Pour des raisons écologiques, chaque linéaire d'intervention n'excède jamais 500 m en contigüe.

L'importance des dépenses a conduit à répartir sur dix ans le traitement de l'ensemble du linéaire (220 km). Ainsi, le plan de gestion conduit à traiter annuellement 10% du linéaire, ce qui représente un budget annuel d'environ 700 k€ à 800 k€ pour une vingtaine de kilomètres traités.

Les consignes de gestion de la végétation sont différentes selon la partie de la digue à traiter :

- sur la digue : on conserve le boisement existant en limitant les préjudices à l'ouvrage (gestion de type jardinatoire avec des coupes d'éclaircies tous les 5 à 10 ans) ;
- sur le franc-bord (entre pied de digue et berge) : on peut conserver des essences arborées mais on diminue la densité et on limite la hauteur ;
- sur la berge : les grands arbres sont à proscrire ; seule une végétation souple et basse est autorisée.

On distingue ensuite deux cas :

- Cas n°1 : en milieu rural, où il n'y pas d'enjeu environnemental sur la digue : on effectue une coupe rase sur le corps de digue et en pied. Les petites souches sont broyées car leur développement racinaire étant faible, le pourrissement des racines est sans conséquences. Les grosses souches sont conservées pour qu'elles rejettent en cépées. Chaque année, on tond et on broie, excepté les cépées. A l'issue de 10 ans, on coupe les cépées de 10 ans d'âge. En berge, on repasse tous les 5 ans, de façon à éviter la croissance d'arbres pouvant alimenter les embâcles lors des crues.
- Cas n°2 : en milieu péri urbain avec enjeux environnementaux et présence d'invasives conduisant à limiter l'exposition à la lumière. On effectue une coupe dite « jardinatoire » ; le but est de répartir les coupes d'arbres de façon à toujours conserver un couvert boisé. La coupe intervient tous les 5 ans :
  La première année, on procède au débroussaillage, à l'abattage des arbres malades, penchés, isolés, ou inadaptés (acacias, peupliers hybrides). On abat également les arbres trop minces pour leur taille (D<15cm dans l'exemple, mais ceci dépend de l'espèce), ainsi que 30% des arbres restants (les plus âgés). On conserve les très grands arbres sains : en effet, en cas de coupe, ils sont trop âgés pour repartir en cépée,
  La cinquième année, on prélève encore 30% des arbres. Pendant ce temps, les arbres prélevés l'année 1 sont repartis en cépée,
  La dixième année, on prélève les derniers 30%,
  Puis tous les cinq ans, on coupe les cépées de 15 ans d'âge.

Pour la mise en œuvre de ce plan de végétation, il existe trois types de travaux :

- les travaux d'entretien mécanique de la végétation (i.e. fauchage réalisés via un marché à bons de commande);
- les travaux forestiers (réalisés via un marché à bons de commande);
- les travaux d'entretien manuel de la végétation réalisés par les agents de l'AD.

L'entretien mécanique de la végétation

Les travaux d'entretien mécanique de la végétation consistent en du fauchage, du débroussaillage, de l'élagage. Ces travaux sont réalisés à deux périodes: en été du 15 juin au 15 août et en automne/hiver du 15 octobre au 15 décembre.

Le fauchage mécanique est une fauche par broyage mécanique, à 5 centimètres de hauteur maximum de tout type de végétation herbacée ou des rejets ligneux de l'année rencontrés sur les berges, digues et talus des cours d'eau.



FIGURE 2: ENTRETIEN PAR EPAREUSE DU TALUS DE DIGUE

Le débroussaillage mécanique est un broyage mécanique des ronces, lianes, arbustes (buddleia), baliveaux et des jeunes arbres de diamètre inférieur à 15 cm.
Il est réalisé au ras du sol de manière que ne subsiste aucune saillie.
L'élagage mécanique est réalisé lors de la campagne d'hiver.
Il concerne la taille de branches basses ou la suppression d'une partie du houppier afin de limiter le volume et de refaçonner certains sujets (traitement jusqu'à 6 m de hauteur depuis la crête de digue).

Les travaux forestiers

Les travaux forestiers consistent à réaliser des élagages, des démontages d'arbres, de l'abattage d'arbres et de la destruction mécanique de souches. Ils incluent aussi les interventions d'urgence de dégagement des embâcles et dégagement d'arbres basculés.

L'entretien manuel de la végétation

Ces travaux sont réalisés en régie par l'AD qui dispose d'une équipe d'entretien permanente de 4 personnes. Pour réaliser ces travaux, les agents sont équipés de débroussailleuses à dos et de tronçonneuses.
L'équipe réalise, sur la base d'un planning mensuel, l'entretien régulier de la végétation après le passage des entreprises dans le cadre du plan de gestion. Les interventions portent sur la végétation buissonnante et herbacée. L'équipe effectue également les interventions d'urgence pour des arbres tombés sur les chemins d'exploitation qui ne nécessitent pas l'intervention d'engins forestiers.
Afin d'assurer la sécurité de nos équipes, des formations spécifiques leur sont dispensées (exercice annuel d'utilisation des équipements de sécurité, formation SST) et des visites trimestrielles par un coordonateur sécurité sont effectuées de façon inopinée.
Du matériel adapté est fourni : équipement de protection individuel (gants, lunettes de sécurité, casque avec visière et protèges oreilles, vêtements anti-coupure...), stop chute, harnais individuel, corde….

Le premier plan de gestion va s'achever en 2015. Le retour d'expérience nous montre qu'il est difficile de faire des coupes rases car cela est très mal accepté par les usagers et les riverains. La gestion a donc souvent été faite en coupe sélective.
L'entretien et la visibilité ont été grandement améliorés. Les coûts d'entretien diminuent après la période de 10 ans nécessaire à la mise en œuvre du plan de gestion sur tout le linéaire. Par contre, la lumière a favorisé l'apparition de plantes invasives, qu'il faut combattre par des fauches fréquentes. De plus, la coupe répétée des cépées conduira à terme à la mort de l'arbre, ce qui posera à nouveau le problème du pourrissement des racines.
Il faudra alors se poser la question de refaire la digue, de mettre une étanchéité dans le corps de digue, ou d'épaissir le remblai côté terre.

La lutte contre les invasives

Sur les digues de l'Isère, du Drac et de la Romanche, la renouée du Japon est l'espèce la plus visible et la plus problématique, mais on y rencontre également une dizaine d'autres espèces toutes aussi invasives : buddleia, robinier faux acacia, ailante, érable négundo, ambroisie, solidage géant, aster américain, impatiente de l'Himalaya. La plupart ont un fort impact négatif sur la biodiversité végétale indigène.
Pour lutter contre la renouée du Japon, l'AD Isère Drac Romanche expérimente, sur une période de 5 ans (de 2008 à 2013), différentes techniques de lutte. Ont notamment été

testés l'arrachage manuel des rhizomes, la plantation d'espèces compétitrices, le fauchage répété.
L'arrachage des jeunes plantules est efficace mais, pour obtenir de meilleurs résultats, il doit être fait à l'aide d'un outil de jardinage de type piochon. En effet, un simple arrachage laisse les rhizomes intacts et n'altère donc pas le potentiel de reproduction végétative de la plante. C'est l'ensemble du rhizome qui doit être enlevé puis évacué.
Les fauches répétées réduisent significativement le diamètre et la hauteur des renouées. En revanche, leur influence sur la densité n'est pas manifeste. L'idéal parait être six fauches mensuelles par an : la première mi-avril et la dernière mi-septembre. L'exportation des produits de fauche ne s'avère pas nécessaire. Au fil des années, si les peuplements fauchés régressent, le nombre de fauches peut être réduit. Pour les massifs de renouées situés au bord de l'eau, il faut éviter toute dissémination des tiges coupées vers l'aval : l'eau favorisant le bouturage des parties aériennes de la plante, les fauches doivent donc être réalisées avec précaution.
Les tentatives de plantations réalisées n'ont pas connu un franc succès : la plupart des arbres et des arbustes sont morts, sans doute à cause des composés allélopathiques produits par les renouées. Seuls quelques individus de saule des vanniers et de saule faux daphné ont survécu.

Gestion des usages et des accès

Une circulation réglementée

Par arrêté préfectoral, la circulation des véhicules à moteur de toute nature est interdite sur les chemins de digues inclus dans le périmètre d'intervention de l'AD Isère Drac Romanche. La circulation des piétons, cyclistes et cavaliers est tolérée aux risques et périls des usagers (excepté sur les voies vertes et voiries communales implantées sur les digues où elle est autorisée).
Ces dispositions ne sont pas applicables au gestionnaire des digues, aux agents des forces de police ou de gendarmerie, aux pompiers et services de secours d'urgence, aux agents du conseil supérieur de la pêche et de la fédération départementale de la pêche et de ses associations, aux agents du service de la prévision des crues, ainsi qu'à ceux des prestataires et entreprises qu'ils désignent.
A titre gratuit, des autorisations de circulation permanentes sont données aux agriculteurs et aux riverains enclavés ne disposant pas d'autre accès à leurs parcelles, bâtiments ou habitations et aux gestionnaires de réseaux enterrés ou aériens, afin d'accéder à leurs ouvrages (EDF, GDF, oléoducs). Des autorisations temporaires peuvent être octroyées, sur demande, à des entreprises en cas de travaux sur les digues, ou à des organisateurs de manifestations sportives pour leurs véhicules d'encadrement.

Fermeture des accès

Les accès à la digue sont équipés de portails fermés à clé de manière à limiter la circulation des véhicules à moteur et des panneaux rappelant les interdictions d'accès à la digue (arrêté préfectoral) ont été posés.
Le coût de fourniture et de pose d'un portail équipé d'une signalisation est de 2 k€ TTC.
Les portails sont régulièrement la cible de vandalisme par des usagers non autorisés souhaitant accéder à la digue.
Tous les ans, 25 % de portails doivent être réparés ce qui représente un coût annuel de 15 k€ TTC.

Superposition de gestion

Le conseil général de l'Isère a développé un réseau de voies vertes sur une partie des chemins de digue gérés par l'AD Isère Drac Romanche. Une convention de superposition de gestion à donc été signée avec le conseil général. Elle détaille les missions et prérogatives de chacun.
Par le biais de ce type de convention, l'AD, au-delà de la définition des responsabilités de chacun, indique qu'aucun coût supplémentaire d'entretien ne pourra lui être imputé du fait de la présence d'un usage autre que celui de la lutte contre les inondations.
C'est donc au département de mettre en conformité la voie verte avec les contraintes des ouvrages qui la supportent afin de permettre la circulation des usagers (cyclistes, piétons et assimilés). Ceci concerne le ramassage des déchets, le fauchage des abords immédiats de la piste (le premier mètre), le balayage mécanique, les dégagements des limons sur les sections inondables et la réfection des enrobés en cas de dégradation.
Sur d'autres secteurs de digues, où des voiries communales sont implantées, là aussi des conventions de superposition de gestion ont été signées. Ces conventions définissent les missions et prérogatives de chacun. Sur les secteurs de superposition de gestion, la circulation est limitée aux deux-roues sur les voies vertes ou au faible tonnage sur les voies communales afin de ne pas porter préjudice à la sécurité de l'ouvrage.
A noter que la présence d'enrobé en crête de digue est plus souvent une source de désagrément pour le gestionnaire de digues plutôt qu'un avantage. En effet, il favorise développement de la fréquentation et notamment celles des cyclo-sportifs, dont la cohabitation avec nos véhicules peut s'avérer problématique.

Réparation des digues

Réfection des chemins de digue

La circulation des véhicules de service et des engins de chantier s'effectue en crête de digue. Cette dernière doit donc être circulable en tous lieux et par tous temps. L'AD Isère Drac Romanche consacre ainsi un budget régulier et spécifique à la réfection des chemins de digue. Les zones d'intervention sont déterminées en fonction du niveau de dégradation de la piste et de leur fréquentation par les véhicules autorisés.

La pathologie des pistes la plus courante est la formation de fontis, d'ornières ou de nids de poules.

Lorsque la piste n'est pas très abimée et que les matériaux sont de bonne qualité - de type "tout-venant" et de granulométrie variable – la réfection est simple et rapide car elle ne nécessite pas d'apport supplémentaire de matériaux.



FIGURE 2: RÉFECTION D'UNE PISTE EN FRAISAT RECYCLÉ

Par contre, en cas d'ornières ou de nids de poules plus nombreux, le « grader » met en œuvre du matériau concassé 0/31,5 mm. Il s'agit du cas de figure le plus fréquent et ce type de mise en œuvre représente la moitié du linéaire traité par l'AD (45 km de digue refaite au total depuis 2001).

Le troisième type de réfection concerne les pistes où les désordres sont plus importants (piste impraticable par temps humide) à cause de la présence de matériaux sensibles à l'eau – par exemple des limons argileux - qu'il convient de purger. Ce type de réfection nécessite un décaissement plus profond (50 cm au lieu de 15 cm) puis un apport de matériaux concassés. Afin d'éviter leur pollution par une remontée des limons, un géotextile est d'abord posé en fond de décaissement.

Selon le type de réfection, le coût HT au m^2 varie de 0,90 € à 10,60 € pour des pistes non revêtues et de 3,60 € à 16,90 € pour des pistes en enrobé.

Travaux de réparation

L'AD Isère Drac Romanche effectue uniquement des travaux de réparation sur les endiguements existants c'est-à-dire qu'elle ne modifie pas le fonctionnement du système d'endiguement existant en créant par exemple de nouvelles digues. Pour cette dernière mission, il existe un syndicat mixte, le SYMBHI (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère) qui assure la maîtrise d'ouvrage de travaux neufs aboutissant à une refonte du système de protection.

L'AD, pour ses travaux de réparation, dispose d'un marché à bons de commande reconductible sur 3 ans. Cette organisation lui permet de travailler dans la continuité avec des entreprises formées aux techniques particulières de confortement des digues, d'assurer une stabilité des prix et de garantir une bonne réactivité.

L'AD réalise aussi la maîtrise d'œuvre interne pour les petites opérations de réparation, ce qui permet de raccourcir les délais de réalisation des chantiers.



FIGURE 3: RÉPARATION D'UN GLISSEMENT PONCTUEL

Pour les travaux nécessitant une technicité particulière en matière de conception d'ouvrages, il est fait appel à des bureaux d'étude.

Le budget consacré annuellement à la réparation des endiguements est de 600 k€ à 1000 k€ HT.

Suivi de la géométrie des ouvrages

Relevés topographiques

L'AD Isère Drac Romanche consacre, via un marché à bons de commande, environ 20 k€ TTC de levés topographiques par an sous la forme de profils en travers, profils en long, plans topographiques et bathymétriques. Il s'agit à la fois de levés de récolement suite à des chantiers mais aussi de campagnes visant à avoir des données régulières sur la géométrie des endiguements (cote en crête, largeur de la digue, présence de risbermes ou de francs-bords).

Le suivi de l'évolution du lit est aussi une problématique à laquelle l'AD Isère Drac Romanche réfléchit car elle aura bientôt en gestion des plages de dépôt qui vont être créées par le Symbhi (Syndicat mixte des bassins hydrauliques de l'Isère) dans le lit de l'Isère.

L'objectif est de pouvoir détecter des changements, tout en minimisant le rapport coût/précision des résultats. Plusieurs techniques de mesure ont été comparées et une réflexion sur les paramètres significatifs à prendre en compte a été menée.

Le protocole finalisé comporte deux étapes. La première consiste en une analyse préalable en vue d'évaluer

régulièrement l'intensité des changements. Elle repose sur la comparaison des fils d'eau : une approche peu coûteuse, facile à mettre en œuvre et restituant une information globale sur l'évolution du lit. Les résultats obtenus permettent ensuite de mettre en place un suivi morphologique approfondi. Cette seconde étape distingue deux approches parallèles : l'analyse des processus de surface et le suivi bathymétrique.

L'analyse des processus de surface est réalisée par comparaison d'orthophotos. Elle est indispensable à l'interprétation de la variation du stock sédimentaire. Elle permet de distinguer les changements profonds à surveiller, des modifications cycliques liées à la respiration de la rivière. On peut apprécier, de cette façon, la dynamique des bancs vifs et l'évolution de la végétation sur les atterrissements.

Le suivi bathymétrique vise, lui, à mesurer la variation du stock sédimentaire. On l'obtient en superposant deux modèles numériques de terrain (MNT) bathymétriques. Le résultat permet de cartographier l'évolution verticale du lit (érosion ou dépôt). Dans le cas où les mesures bathymétriques sont obtenues sous formes de profils en travers, une méthode de construction d'un MNT à partir de profils en travers a été mise point.

Dispositions en cas de crue

L'alerte est donnée par le service de prévision des crues de la Direction Départementale des Territoires de l'Isère ou par les communes. L'AD a mis en place différents niveaux d'alerte en fonction de l'annonce de crue ou des niveaux réellement observés. Pour chaque niveau d'alerte, les secteurs à surveiller par le personnel de l'AD Isère Drac Romanche ont été définis. Une cellule de coordination interne est mise en place. Elle a les missions suivantes :

- veille internet sur l'évolution de la pluviométrie sur le bassin versant ;
- liaison avec le SPC et le SIDPC ;
- liaison avec les équipes de surveillance ;
- tenue des mains courantes ;
- mise en alerte des entreprises.

Dès le niveau d'alerte de niveau 1, les équipes de surveillance doivent prendre contact avec la cellule de coordination à leur arrivée sur les secteurs de surveillance afin de lui indiquer leur position de départ et l'itinéraire prévu.
A partir du niveau d'alerte de niveau 2, les équipes de surveillance doivent appeler toutes les heures la cellule de coordination, même si aucun désordre n'est relevé, et doivent indiquer leur position et leur itinéraire prévu.

La surveillance des ouvrages n'est plus assurée par le personnel de l'AD lorsque :

- la hauteur de charge est supérieure à 2 m (risque de rupture) ;
- la revanche inférieure à 0.5 m (risque de rupture) ;
- la vitesse du vent est supérieure à 90 km/h (risque de basculement d'arbre).

La réalisation de tournées de surveillance des ouvrages la nuit, dans le but de prévenir une défaillance des ouvrages, n'est pas possible du fait d'un total manque de visibilité. Aucune équipe de surveillance n'est donc envoyée sur le terrain de nuit dans ce but.
Par contre, en cas de désordres graves détectés en période diurne et nécessitant l'intervention d'une entreprise, la surveillance est prolongée pendant la période nocturne jusqu'à l'achèvement de l'intervention.
En cas de désordre repéré en période diurne mais ne nécessitant pas de travaux d'urgence, une surveillance nocturne est assurée, en tant que de besoin, par une ou plusieurs équipes de l'AD laissées à demeure afin de surveiller l'évolution du ou des désordres.

Les entreprises sont mobilisées dans le cadre d'un marché à bon de commande pour travaux d'urgence. Au premier niveau d'alerte, les entreprises doivent commencer à ramener le matériel de travaux publics au voisinage des digues et s'assurer de pouvoir rapidement mobiliser des matériaux. En alerte de niveau 2, les entreprises doivent se tenir prêtes à intervenir dans les plus brefs délais.

Lors des tournées de surveillance en crue, le personnel de l'AD Isère Drac Romanche doit vérifier :

- le comportement des talus côté rivière ;
- la stabilité générale du remblai ;
- l'état d'ouverture des vannages ;
- la formation d'embâcles au droit des ponts ;
- la présence d'arbres basculés entraînant une partie de la digue ;
- l'apparition de fuite éventuelle côté terre sur les tronçons en charge.

Lorsqu'un désordre est repéré, l'information est transmise à la cellule de coordination qui l'enregistre sur une main courante et en assure la transmission auprès du responsable de la cellule. Pour des raisons de sécurité, La surveillance se fait depuis la crête et lorsque cela est possible en pied du talus côté terre. Aucun agent n'est autorisé à descendre dans le talus de digue côté rivière.

Des travaux d'urgence peuvent, le cas échéant, être mis en œuvre. Il s'agit de mesures provisoires de confortement ou de remblaiement (mise en œuvre en dehors des contraintes usuelles des règles de l'art et des garanties après réalisation).

Il peut s'agir de:

- confortements de digues en urgence par enrochements ou par mise en œuvre de remblais contre le talus de digue ou aux abords de ce dernier ;

- renforcement et/ou création de pistes, rampes, plateformes d'accès aux zones d'intervention ;
- travaux préparatoires sur les zones d'intervention (déboisement, dessouchage, décapage …) ;
- mise en place de busage provisoire de chantier ; curage et dégagement d'ouvrages
- remise en état des accès et abords

Conclusion

L'AD Isère Drac Romanche est gestionnaire de digue depuis 1936. Elle a su se doter d'outils spécifiques pour mener à biens ses missions de surveillance et d'entretien des systèmes de protection contre les inondations. Elle fait aussi appel à des entreprises extérieures, via des marchés à bons de commande, pour réaliser les travaux d'entretien courant nécessitant du matériel lourd (faucardage, élagage, débroussaillage mécanique) et pour les travaux de grosse réparation (terrassement, confortement…). Cette procédure lui permet d'être plus réactive et de disposer d'une certaine souplesse dans la gestion au jour le jour.

Par ailleurs, l'AD Isère Drac Romanche a développé, via SIRS Digues, un petit réseau d'échanges et de partage d'expériences avec deux autres gestionnaires de digues (Symadrem et Dreal Centre). L'objectif est, aujourd'hui, d'élargir cette coopération. C'est ainsi qu'est née l'idée de la création d'une structure dédiée aux exploitants d'ouvrages de protection contre les inondations et submersions : France Digues. Cette démarche est soutenue par le ministère de l'écologie, du développement durable et de l'énergie. Elle devrait aboutir en 2013.

Développement et décomposition des systèmes racinaires : risques induits pour les digues et solutions de gestion

Development and decay of root systems: associated risks for dikes and guidelines for management

Caroline Zanetti[1a,2], Michel Vennetier[1b], Patrice Mériaux[1a]

[1] IRSTEA, 3275 route de Cézanne, Aix-en-Provence
[1a] UR Ouvrages hydrauliques et Hydrologie, patrice.meriaux@irstea.fr
[1b] UR Ecosystèmes Méditerranéens et Risques, michel.vennetier@irstea.fr

[2] ArbEauSolutions, Entreprise spécialisée en conseil de gestion de la végétation sur ouvrages hydrauliques
c.zanetti@arbeausolutions.fr

Résumé

Afin d'étudier le développement des systèmes racinaires dans les ouvrages hydrauliques en remblai, 350 souches d'arbres adultes de 13 espèces ont été extraites. Les dimensions et la distribution des racines ont été mesurées précisément.
La vitesse de décomposition du bois des racines a été analysée par le biais de dispositif expérimentaux in situ, permettant de suivre la dégradation dans le temps d'échantillons de racines.
La structure de l'enracinement dépend de plusieurs paramètres de contrôle tels que : la dimension et la constitution de la digue (structure interne, type de matériaux, teneur en eau, compacité), l'accès à l'eau (dépendant des positions de la ligne piézométrique, de la position de l'arbre sur la digue et de la zone climatique), le type de végétation (espèce végétale, âge des arbres). Bien que la nature des matériaux constitutifs des ouvrages et l'accès aux ressources en eau se révèlent avoir une influence prépondérante sur la structure des enracinements, certaines espèces (peupliers, robinier, saule) développent des racines particulières plus susceptibles de menacer l'intégrité des digues et barrages en terre.
Si le développement des racines est néfaste pour la sécurité des digues en remblai, l'abattage des arbres et la mort des souches génèrent des risques encore plus importants : en effet, la décomposition des racines et des souches mortes crée des zones de faible densité, voire des vides, dans le corps de digue. La vitesse de décomposition du bois dépend de plusieurs paramètres tels que : le climat local, l'espèce végétale, le diamètre des racines, le type de matériaux et la teneur en eau du sol.
Des solutions de gestion peuvent être énoncées au cas par cas sur la base de ces résultats.

Abstract

In order to study tree root system development in earth dikes and dams, 350 stumps from 13 tree species were extracted, and root size and distribution were analysed.
Experimental devices in the field were used to study woody roots samples decay and decomposition in time.
Root system structure depends on various parameters: dike dimension and material (internal structure, material types and compaction, water content), water availability (depending on piezometric line, tree position on dike, and local climate), vegetation types (species, tree age).
Although material type and access to water resources have a dominating influence on root systems structure, some species (poplars, locust tree, and willow) develop special roots that can threaten the integrity of earth dikes and dams.
If root systems development is detrimental to dike safety, cutting down trees and stump decay generate even greater risks: indeed, stump and root decomposition creates zones of low density and even pipes inside the dike and can lead to leaks. The speed of wood decomposition depends on several parameters such as: local climate, species, roots diameter, material type and soil moisture that influence biological activity.
Management solutions can be designed for each case on these results basis.

Mots clef : végétation ligneuse, système racinaire, développement, décomposition, digue en terre.
Key words: woody vegetation, root system, development, decay, earth dike.

Introduction

Les digues de protection contre les inondations, implantées à proximité des rivières, les barrages en terre et les digues de canaux, offrent des conditions favorables au développement de la végétation arborée [1].

Les propriétaires et gestionnaires d'ouvrages hydrauliques ont constaté que la présence d'essences ligneuses pose des problèmes de sécurité : les arbres et arbustes gênent la surveillance visuelle des ouvrages, favorisent la présence d'animaux fouisseurs qui creusent des terriers dans les remblais et, enfin, le développement et le pourrissement des systèmes racinaires sont des facteurs de fragilisation à court et moyen termes [2].

Le développement des systèmes racinaires ligneux génère des risques de dégradation et d'érosion liés à l'action des racines vivantes et au phénomène de décomposition du bois [3].

Les arbres déracinés par l'effet du vent peuvent générés des dégâts visibles importants (Photo 1), tandis que les racines décomposées, laissent des galeries non perceptibles au sein des remblais (Photo 2).

Dans le cadre de recherches menées sur l'impact de l'enracinement des ligneux dans les ouvrages hydrauliques en terre, nous avons mesuré le système racinaire de plus de 350 souches d'arbres adultes arrachées entre 2003 et 2010 sur des digues et petits barrages français [4]. Les modalités de développement et de décomposition de ces systèmes ont été étudiées afin de déterminer plus précisément le risque induit pour les ouvrages.

Matériel et méthode

Etude du développement des systèmes racinaires

L'extraction des souches a été réalisée sur différents types d'ouvrages hydrauliques. La diversité des sites d'étude (en termes de constitution, structure et dimension des ouvrages, situation des arbres sur les digues, conditions climatiques) nous a permis de caractériser les variations de la morphologie des systèmes racinaires de 13 espèces végétales *(chêne vert et pubescent, érables champêtre et négundo, frêne, peupliers blanc et noir, robinier, saule blanc, aulne glutineux, mélèze, pins d'Alep et sylvestre).*
Au cours de l'excavation, la structure de la souche est décrite (position, orientation et dimensions des racines), photographiée et schématisée.



PHOTO 1 : PIN D'ALEP RENVERSÉ PAR LE VENT, AYANT IMPORTÉ LES DALLES BÉTONNÉES DU CANAL SUR PLUSIEURS MÈTRES DE LONGUEUR



PHOTO 2 : GALERIE LAISSÉE EN PLACE DANS DES MATÉRIAUX À MATRICE COHÉSIVE PAR UNE RACINE DÉCOMPOSÉE

Une fois les souches extraites et mises en dépôt, la description globale des systèmes racinaires est complétée par l'acquisition de données quantitatives précises sur les racines elles-mêmes (variations de diamètre, longueur, ramification. Des échantillons de racines sont prélevés afin de décompter des cernes de croissance annuels et connaître leur âge.
Une typologie racinaire a pu être définie.

Etude de la décomposition des racines

Pour étudier la vitesse et le mode de décomposition du bois des racines, nous avons prélevé au total 325 échantillons de 5 classes de diamètre (2 ; 3 ; 5 ; 8 et 10 cm) sur 7 espèces

différentes *(chêne pubescent, frêne, peuplier noir, robinier, mélèze, pin sylvestre et pin d'Alep).*
Des échantillons de chaque espèce et chaque classe de diamètre ont été ramenés au laboratoire afin d'évaluer les caractéristiques du bois sain tandis que les autres étaient enfouis dans le corps de digues dans 3 sites (haute montagne, vallée en climat alpin, plaine méditerranéenne).
Une partie des échantillons en décomposition est déterrée et analysée tous les 2 ans.

Résultats

Etude du développement des systèmes racinaires

Quatre types de structure racinaire ont été distingués :

- structure traçante (la majorité des racines est superficielle) ;
- structure pivotante (majorité de racines verticales profondes) ;
- structure mixte (racines horizontales et verticales) :
- structure fasciculée (racines obliques, horizontales et verticales).

Trois types de racines ont été distingués : racines longues, peu ramifiées et à faible décroissance en diamètre, racines courtes très ramifiés et à forte décroissance, et enfin pivots (cas particulier de racine courte verticale). Ces racines sont présentes sur tous les types de structures racinaires définis précédemment (à l'exception des pivots qui ne sont présents que sur les systèmes mixtes et pivotants).
La structure de l'enracinement dépend de plusieurs paramètres de contrôle tels que : la dimension et la constitution de la digue (structure interne, type de matériaux, teneur en eau, compacité), l'accès à l'eau (dépendant des positions de la ligne piézométrique, de la position de l'arbre sur la digue et de la zone climatique), le type de végétation (espèce végétale, âge des arbres).
Les systèmes fasciculés se rencontrent essentiellement sur matériaux fins, les systèmes mixtes et pivotants sur matériaux grossiers. Les systèmes traçant se développent sur matériaux fins et grossiers en s'adaptant à la contrainte d'accès à l'eau.
Bien que la nature des matériaux constitutifs des ouvrages se révèle avoir une influence prépondérante sur la structure des enracinements (Figure 1), certaines espèces végétales arborées développent des structures racinaires particulières susceptibles de menacer l'intégrité des digues et barrages en terre.
Le peuplier, le saule et le robinier développent des racines très longues et très grosses à vitesse de croissance particulièrement élevée (Figure 2) : près de 0,60 cm/an en diamètre et plus de 60 cm/an en longueur. Les racines courtes et les pivots ont des vitesses de croissance comparables en longueur, mais les pivots ont une croissance en diamètre plus importante (Figure 2).

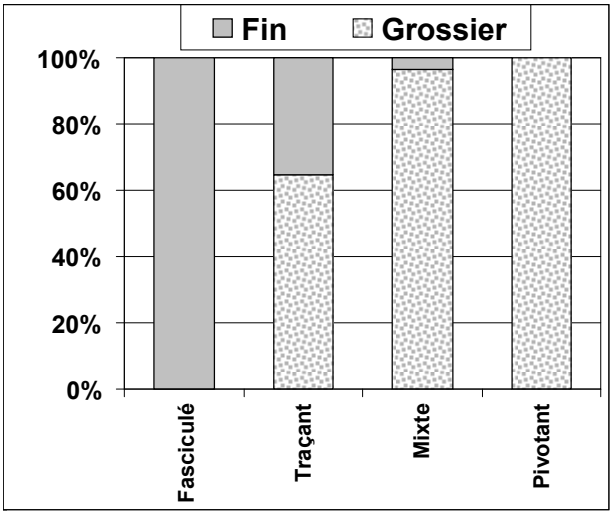
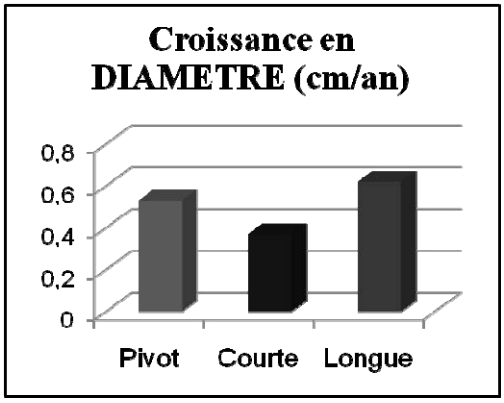


FIGURE 1: RÉPARTITION DES STRUCTURES RACINAIRES EN FONCTION DES MATÉRIAUX



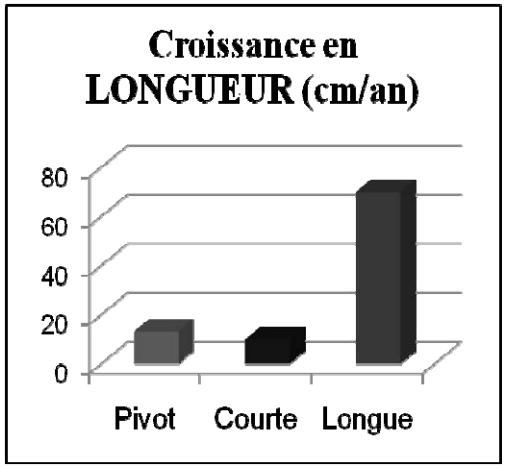


FIGURE 2: VITESSE DE CROISSANCE EN DIAMÈTRE ET EN LONGUEUR DES 3 TYPES DE RACINES CHEZ LE PEUPLIER

Si le développement des racines est néfaste pour la sécurité des digues en remblai (décompactage, fissuration soulèvement..), l'abattage des arbres et la mort des souches génèrent des risques encore plus importants.

Etude de la décomposition des racines

La décomposition des racines et des souches mortes crée des zones de faible densité, voire des vides, dans le corps de digue. La vitesse de décomposition du bois dépend de plusieurs paramètres tels que : l'espèce végétale et le diamètre des racines, mais aussi le type de matériaux, le climat local et la teneur en eau du sol qui conditionnent l'activité biologique.

Les résultats des expérimentations menées sur les digues ont permis de constater que les masses volumiques diminuent dans le temps et semblent se stabiliser au niveau d'un palier commun après 4 ans de décomposition (Figure 3). Cependant toutes les espèces n'ont pas les mêmes cinétiques de dégradation.
Le peuplier et le robinier sont plus sensibles à la dégradation. La décomposition du peuplier se traduit pas une perte de consistance tandis que le robinier éclate et se défibre, devenant ainsi plus sensible aux attaques de bactéries, champignons et insectes. Le frêne et le chêne sont peu dégradés visuellement après 4 ans de décomposition bien que leur masse volumique ait diminué.

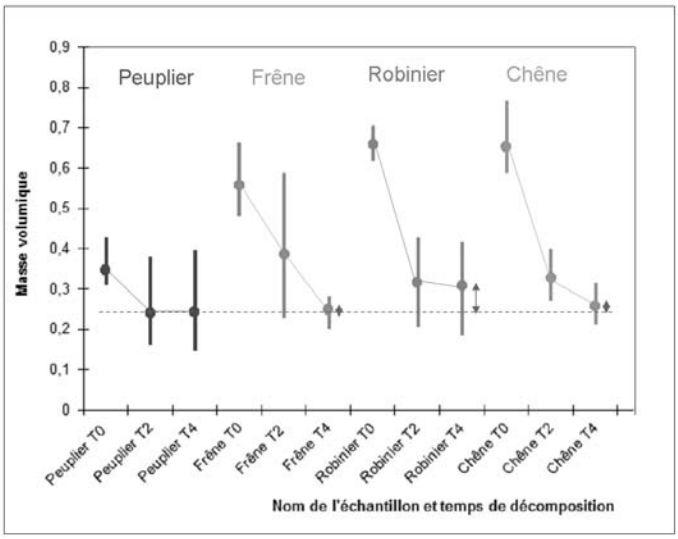


FIGURE 3 : EVOLUTION DE LA PERTE EN MASSE VOLUMIQUE (G/CM3) CHEZ 4 ESPÈCES. T0 : BOIS SAIN / T2 : APRÈS 2 ANS DE DÉCOMPOSITION / T4 : APRÈS 4 ANS DE DECOMPOSITION.

Les conifères situés en zone de montagne (1500 m d'altitude) ont une vitesse de décomposition plus lente que les espèces feuillues en plaine. Ceci s'explique par la réduction de la période d'activité biologique (4 mois au lieu de 8 mois).
Les échantillons de pin d'Alep, en plaine, n'ont pas encore été déterrés ; ils le seront après 2 ans de dégradation, en décembre 2013.

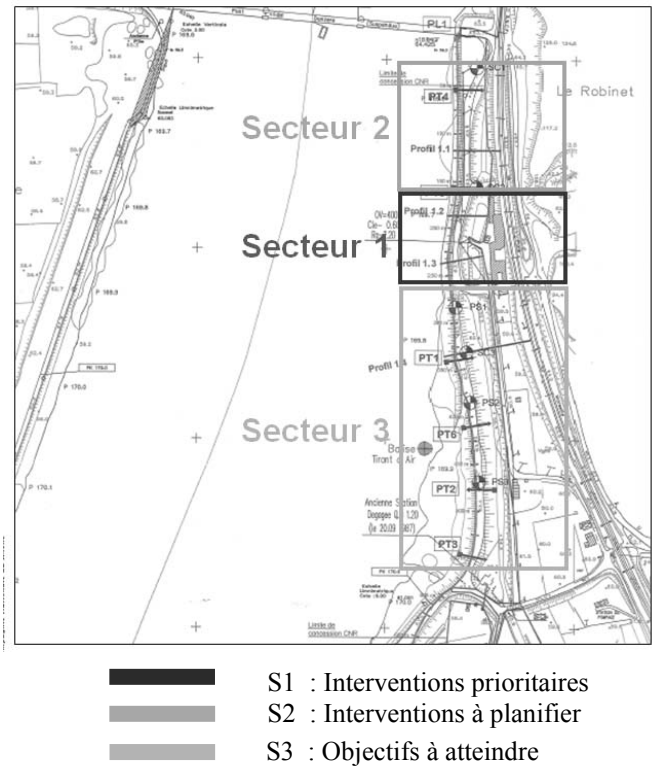


FIGURE 4 : SECTORISATION ET PRIORISATION DES INTERVENTIONS SUR UN OUVRAGE BOISE

Enfin, le type de matériau a une importance considérable. Dans les matériaux fins et cohésifs (limons et argiles), le risque est plus élevé car les racines décomposées laissent des galeries qui ne se referment pas rapidement. Dans les matériaux grossiers ou le sable, les galeries tendent à se combler spontanément par effondrement. Cependant, la déstructuration liée au développement des racines induit inévitablement un abaissement des caractéristiques mécaniques des matériaux.

Principes de gestion de la végétation ligneuse

L'entretien des remblais nécessite un débroussaillage régulier (au minimum une fois par an).
La remise en état d'un ouvrage boisé nécessite souvent l'abattage et le dessouchage des arbres et la reconstitution du talus [5].

Les moyens de prévention des risques liés à la présence de végétation ligneuse sur les remblais sont :
- idéalement, de ne pas laisser se développer d'essences ligneuses sur les ouvrages et à leur proximité ;
- d'abattre les arbres de grandes dimensions, penchés ou malades ou présentant un risque pour l'ouvrage de par leur situation et d'extraire les souches (travaux qui doivent s'accompagner de reprises partielles du talus et si nécessaire

et à plus ou moins brève échéance, d'un confortement du remblai) ;
- de créer une paroi étanche (paroi moulée, rideau de palplanches) afin de diminuer les risques liés à la présence des racines si les arbres doivent être conservés.

La sectorisation et la priorisation des interventions (Figure 4) sont vivement conseillées afin d'organiser la remise en état des ouvrages boisés, avec une démarche cohérente et progressive. L'établissement d'un plan de gestion pluriannuel est bien souvent la solution la plus adaptée en permettant d'intégrer les divers enjeux et contraintes liés à la présence de la végétation sur les digues.

Conclusion

Ces résultats sur les systèmes racinaires ont permis de mieux appréhender les risques induits pour les ouvrages hydrauliques. Le risque dépend de la digue (dimension et matériaux constitutifs), de la structure des systèmes racinaires, de la dimension et de la direction des racines, ainsi que de la résistance du bois à la dégradation.

Des solutions de gestion peuvent être énoncées au cas par cas sur la base de ces résultats. Mais de façon plus générale, les espèces présentant des développements rapides avec des morphologies racinaires à risque ont été identifiées (robinier, peuplier et saule). Les matériaux aggravant le risque d'érosion interne également (matériaux fins ou à matrice cohésive). Enfin, les digues anciennes et étroites présentent effectivement les configurations les plus critiques au regard des risques induits par la végétation ligneuse.

A titre plus prospectif, un outil générique permettant d'évaluer, à l'échelle de l'ouvrage et en fonction du temps, la dégradation de la sécurité vis-à-vis de l'érosion interne au fur et à mesure du pourrissement des racines, devrait être mis au point dans le cadre des travaux d'une thèse en cours de démarrage à Irstea.

Remerciements

Cette étude a été financée par Irstea, la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur, et par les gestionnaires d'ouvrages (EDF, CNR, AD Isère) qui ont mis à disposition d'importants moyens techniques et matériels pour la réalisation des chantiers d'extraction des systèmes racinaires. Les auteurs tiennent à remercier les collègues et techniciens qui ont aidé à l'acquisition des données pendant les campagnes de terrain et notamment Willy Martin, Roland Estève, Christian Ripert, Olivier Chandioux, Pierre Jean Moundy, Guillaume Nunes et Yves Gremeaux.

Références

[1] Mériaux P., Vennetier M., Aigouy S., Hoonakker M. and Zylberblat M. (2006) *Diagnostic et gestion de la végétation sur les digues et barrages en remblai.* 22ème Conference de la Commission International des Grands Barrages, Barcelone, juin 2006, p. 551-567.

[2] Vennetier M., Chandioux O., Ripert C., Mériaux P. (2004) : *Diagnostic et gestion de la végétation sur ou dans l'environnement des digues*. In "Sécurité des digues fluviales et de navigation", Comité Français des Grands Barrages Cemagref Edition, p. 551-567

[3] Zanetti C., Vennetier M., Meriaux P., Royet P., Provansal M. (2011) *Managing woody vegetation on earth dikes: risks assessment and maintenance solutions,* Procedia Environmental Sciences 9. 196-200

[4] Zanetti C. (2010) *Caractérisation du développement des systèmes racinaires ligneux dans les digues*, Thèse de doctorat, Université de Provence – IRSTEA Aix en Provence, 197p

[5] Zanetti C., Vennetier M., Meriaux P., (en cours) *Préconisations de gestion de la végétation implantée sur les ouvrages hydrauliques en remblai,* IRSTEA Aix en Provence.

Système actif de détection de fuite par fibre optique répartie : évaluation des performances sur démonstrateur en sable

Distributed Fiber-Optic Leak Detection System: Performance Tests on Model Sand

V. Lanticq[1], V. Lamour[1], F. Richard[1], R. Devaux[1], T. D. Le[1]

[1] Cementys, Choisy-le-Roi, vincentlanticq@cementys.com

Résumé

Cet article présente la validation expérimentale d'un capteur permettant de détecter une arrivée d'eau dans un milieu poreux (degré de saturation) puis le débit de fuite d'eau à travers celui-ci. Une estimation des performances métrologiques du dispositif a été réalisée permettant de quantifier le seuil de détection du dispositif, à savoir son seuil de mobilité en termes de débit de fuite traversant la zone entourant la fibre optique. L'enjeu d'un tel dispositif est la surveillance active en temps réel des digues en période de crue, avec géolocalisation des arrivées d'eau et alertes sur les sections à gradient hydraulique critique.

Abstract

This paper presents the experimental validation of a sensor for detecting water content changes in a porous material (degree of saturation) and for locating water leakage therethrough. An estimation of the device performances was performed to quantify its detection threshold of the device, i.e. the threshold of discrimination threshold in terms of leakage through the area surrounding the optical fiber. The challenge of such a device is the real-time active surveillance of dams during floods, identifying location of water inlets and alerts on critical hydraulic gradient sections.

Introduction

L'auscultation des ouvrages enterrés par fibre optique est de plus en plus répandue, notamment pour des applications de sécurité en période de crue [2]. La détection de fuite dans les digues en terre a été mise au point puis intensément étudiée dans les années 2000. Les acteurs de l'auscultation des ouvrages hydrauliques, en particulier EDF, ont qualifié et utilisé sur le terrain la mesure de température Raman pour la détection de fuite.

On différencie principalement deux techniques :

• La première que nous désignerons par méthode passive, consiste en l'interprétation avancée d'une longue période de mesure de température (2 mois ou supérieure), soit par analyse numérique des composantes principales [1], soit par comparaison avec des paramètres extérieurs (température de l'eau retenue, température de l'air extérieur, paramètres statistiques d'influence de type HST) [4]

• La deuxième que nous désignerons comme la méthode active, consiste en l'implantation près de la fibre optique d'un élément résistif chauffant et en l'interprétation des variations de températures résultant de l'apport de chaleur distribuée le long de la fibre [4] [5].

Plusieurs recherches ont été menées sur les deux méthodes. C'est la méthode passive qui est aujourd'hui la plus implantée sur les digues instrumentées. L'analyse des composantes principales à l'aide de cette méthode fonctionne de façon optimale lorsque le sol est saturé en eau mais est moins performante lorsque celui-ci n'est que partiellement saturé. Par exemple dans la méthode IRFA développée dans [6], la convergence du modèle est d'autant meilleure que l'influence de la température de la retenue est grande sur la mesure. C'est le cas seulement en zone fortement saturée.

La méthode active permet d'obtenir immédiatement une information sur l'évolution du degré de saturation du sol (mesure de capacité thermique répartie) et donc sur sa variation en cas d'apport d'eau venu d'une fuite. Si le sol est saturé, elle permet théoriquement de déterminer le débit de fuite par effet d'advection locale autour de la fibre [7].

Les essais présentés ici consistent en la mise en pratique de cette méthode sur un matériau drainant homogène (sable grossier bien gradé) pour valider :

1. la détection et la localisation d'une arrivée d'eau ponctuelle

2. la mesure d'un débit de fuite surfacique homogène à travers un démonstrateur de 10ml.

Présentation du dispositif expérimental et des essais

Le démonstrateur

Le dispositif de démonstration d'arrivée d'eau/fuite est composé d'un demi-cylindre linéaire d'un diamètre de 10cm et d'une longueur de 10m. Il est rempli d'une couche de géotextile qui entoure un sable grossier homogène, entourant la fibre topique de mesure en son centre. Le drainage du démonstrateur est garanti sur toute sa longueur afin que les débits d'eau puissent être considérés comme unidirectionnels, perpendiculaires à la fibre optique.

Ce démonstrateur est irrigué de façon contrôlée afin de réaliser deux essais:

1. Par deux gouteurs assurant la saturation du milieu en une seule zone du démonstrateur ;
2. Par des goutteurs régulièrement espacés de 15cm assurant un débit homogène et constant dans le temps. Afin de ne pas ressentir les éventuels effets de bords, l'étude portera sur les points distants d'au moins 2m des extrémités.

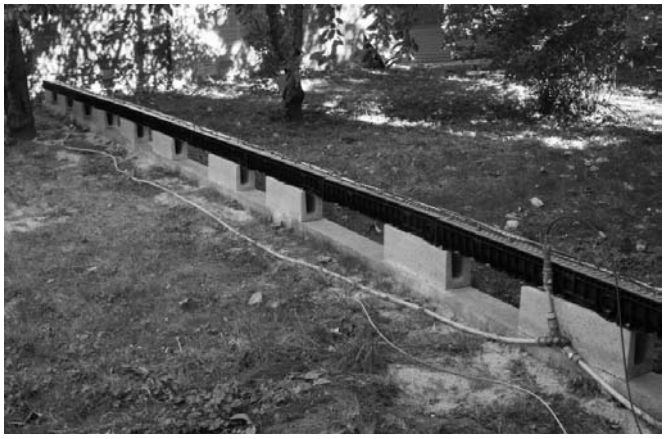


FIGURE 1 : BANC D'ESSAI SENSOLUX-DETECT

Le système SensoLux-Detect

Le système SensoluxDetect utilise une mesure répartie de température par diffusion Raman dans une fibre optique multimode. La mesure Raman est une mesure comparative d'intensité (entre les parties Stokes et Anti-Stokes du spectre de lumière rétrodiffusé dans la fibre : Figure 2). A ce titre elle est assez sensible aux pertes (malgré le fait qu'il s'agisse d'un rapport d'intensité). De plus la longueur d'onde de la lumière rétrodiffusée est sensiblement différente de la lumière injectée dans la fibre. Ceci impose de pouvoir négliger dans la mesure les pertes dépendantes de la longueur d'onde (liées notamment à la courbure). C'est pourquoi les systèmes les plus performants utilisent des capteurs à base de fibre multimode.

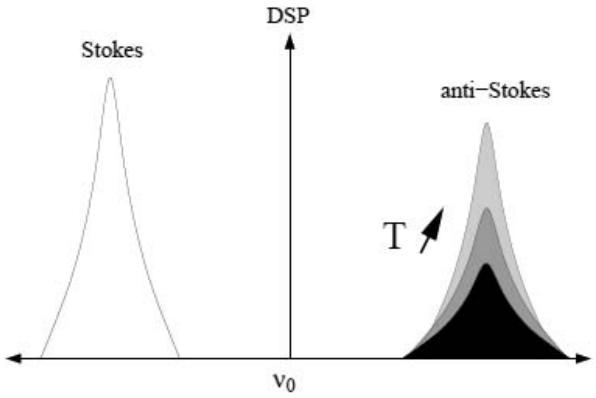


FIGURE 2 : EVOLUTION DU SPECTRE DE DIFFUSION RAMAN AVEC LA LONGUEUR D'ONDE.

La rétrodiffusion Raman, liée à la vibration des molécules de matière sur elles-mêmes est sensible à la température.

$$\frac{I_{RAS}}{I_{RS}} = \left[\frac{\lambda_S}{\lambda_{AS}}\right]^4 \exp\left(\frac{hc\Delta\upsilon}{kT}\right) \qquad (1)$$

où I_{RAS} et I_{AS} sont les intensités lumineuses respectivement anti-Stokes et Stokes

λ_{AS} et λ_S les longueurs d'onde respectivement anti-Stokes et Stokes

$\Delta\nu$ la différence de fréquence entre anti-Stokes et Stokes

T la température

les autres paramètres étant des constantes.

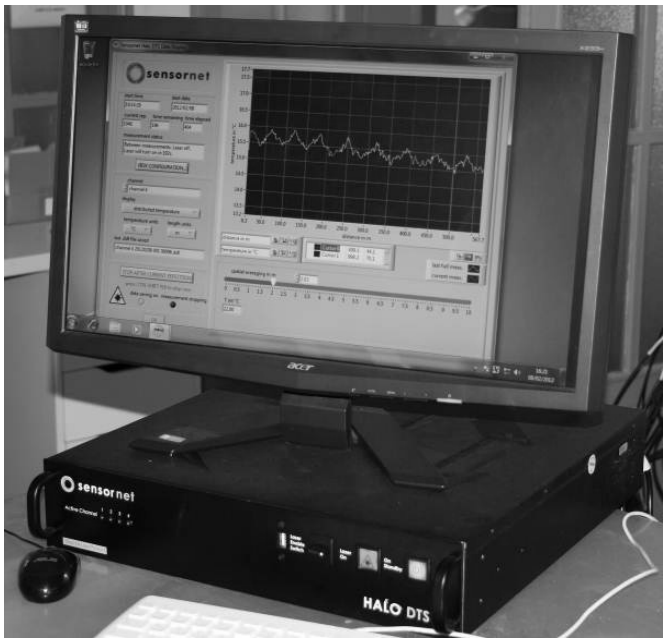


FIGURE 3 : INTERROGATEUR SENSORNET HALO

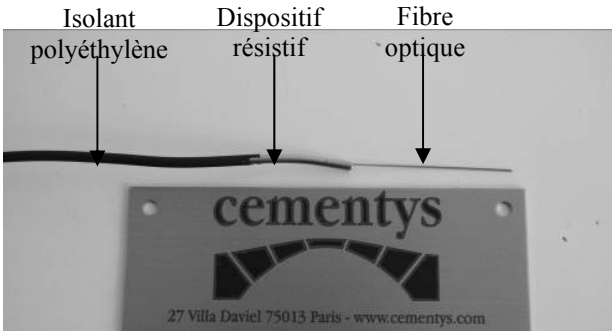


FIGURE 4 : CÂBLE SENSOLUXT

Le dispositif utilisé est constitué d'un interrogateur Raman économique de type « Halo » commercialisé par la société Sensornet. La résolution spatiale du système est de 2m et sa résolution en température est de 0.2°C. Une sonde de température PT100 placée dans le sable permet de calibrer la mesure du dispositif avant chaque essai.

Le câble utilisé pour cette étude est le câble SensoluxT, spécialement conçu par Cementys pour la mesure de fuite dans les digues. Il est composé d'une fibre optique multimode associée à un élément résistif et à un complexe thermique. Le câble SensoLuxT fait l'objet d'un brevet déposé par la société. Son diamètre extérieur est de 2,4mm.

La mesure SensoluxDetect (méthode active) consiste en la mesure de température durant l'échauffement du câble via une circulation de courant continu dans l'élément résistif. Lors des essais sur démonstrateur, la puissance électrique dissipée au mètre est de 9W.m^{-1}.

Déroulement des essais

1. *Détection d'arrivée d'eau sur sol désaturé*

Dans un matériau poreux, l'évolution thermique lors de son échauffement dépend de sa capacité thermique donc de son degré de saturation S en eau (fluide fortement capacitif). Comme le montre la Figure 5 sur deux cas extrêmes (air et eau), l'échauffement sera d'autant plus important que la saturation S en eau est faible.

En effet ceci peut être expliqué par l'équation d'évolution thermique suivante [1][7] :

$$\Delta T(t) = \frac{q_L}{4\pi\lambda_S}(\log(t) + cte.) \qquad (2)$$

où $\Delta T(t)$ est l'évolution de la température mesurée

λ_S est la conductivité thermique du matériau
q_L la puissance thermique dissipée

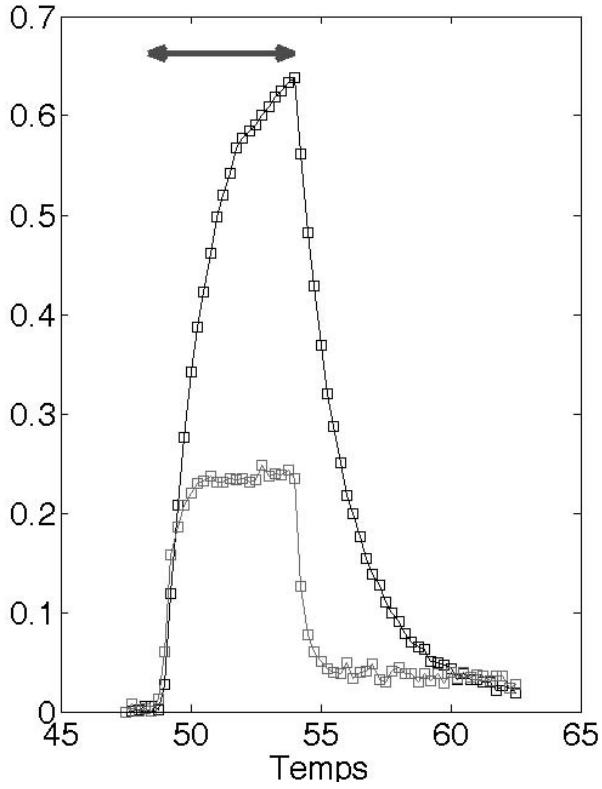


FIGURE 5 : EVOLUTION THERMIQUE LORS DE LA CHAUFFE DU CÂBLE DANS L'AIR (NOIR) ET L'EAU (GRIS)

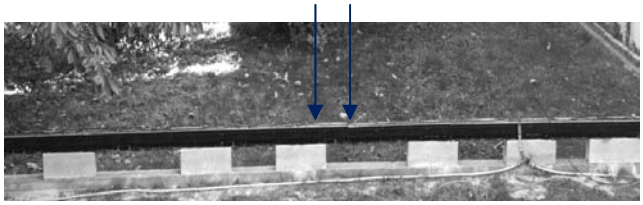


FIGURE 6 : UNE ARRIVÉE D'EAU EST IMPOSÉE AU MILIEU DE LA MAQUETTE

La conductivité thermique est évidemment dépendante de la teneur en eau (l'eau étant meilleur conducteur que l'air).
L'expérience consiste à la réalisation de deux mesures de température :

- dans le démonstrateur à l'équilibre hydrique (supposé homogène) ;
- après ajout d'eau jusqu'à la saturation au centre du démonstrateur.

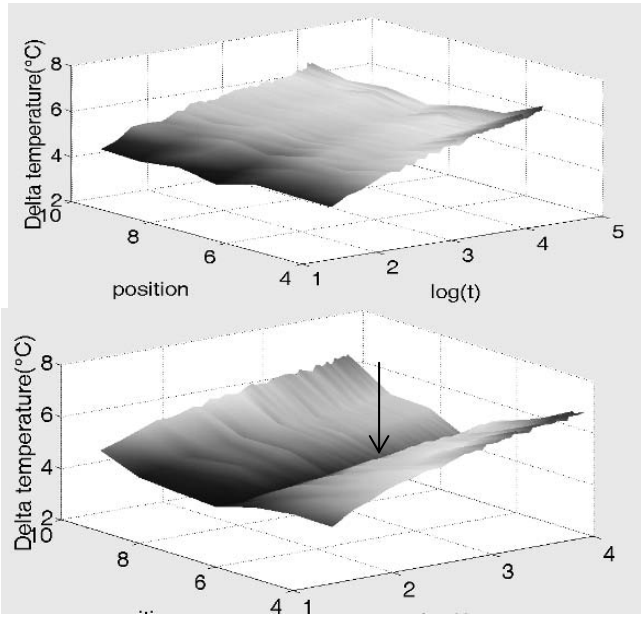


FIGURE 7 : MESURE RÉPARTIE DE VARIATION DE TEMPÉRATURE AVANT (HAUT) ET APRÈS L'ARRIVÉE D'EAU (BAS).

La Figure 7 montre les deux mesures réparties de température réalisées en fonction du logarithme du temps. En chaque position, on observe des évolutions linéaires correspondant à l'approche théorique de l'équation (2). Sur le graphique du bas, l'arrivée d'eau est clairement détectable au centre du démonstrateur.

2. *Détection de fuite sur sol saturé*

La deuxième expérience consiste en l'apport d'eau homogène et constant pour créer un débit constant à travers le milieu de 50l/h par mètre linéaire et pour un mètre de largeur (50l/h.m2).

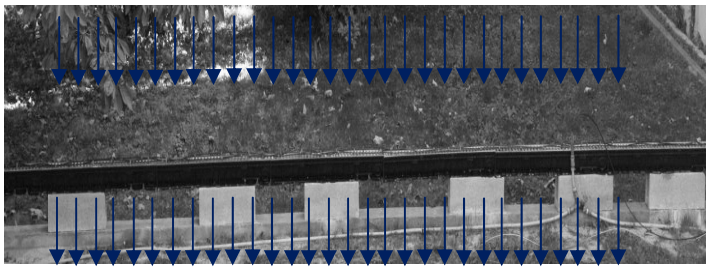


FIGURE 8 : UN DÉBIT HOMOGÈNE D'EAU EST IMPOSÉ À TRAVERS LA SURFACE

Deux mesures sont réalisées, la première après saturation du milieu en eau mais sans débit (gouteurs stoppés), et l'autre avec un débit total de 500l/h (soit 50l/h par mètre linéaire).
La figure 9 montre les évolutions de température des trois points centraux du démonstrateur lors de ces deux mesures. Sans débit (sans fuite), sur les courbes pointées, on constate une évolution de la température en en log(t) de la température. Avec un débit de 500l/h et par mètre linéaire, on observe une stabilisation de la température.
Cette expérience montre donc qu'il est possible, grâce à ce système de repérer une fuite de 500l/h à travers une surface de 1m^2 dans un sol saturé.

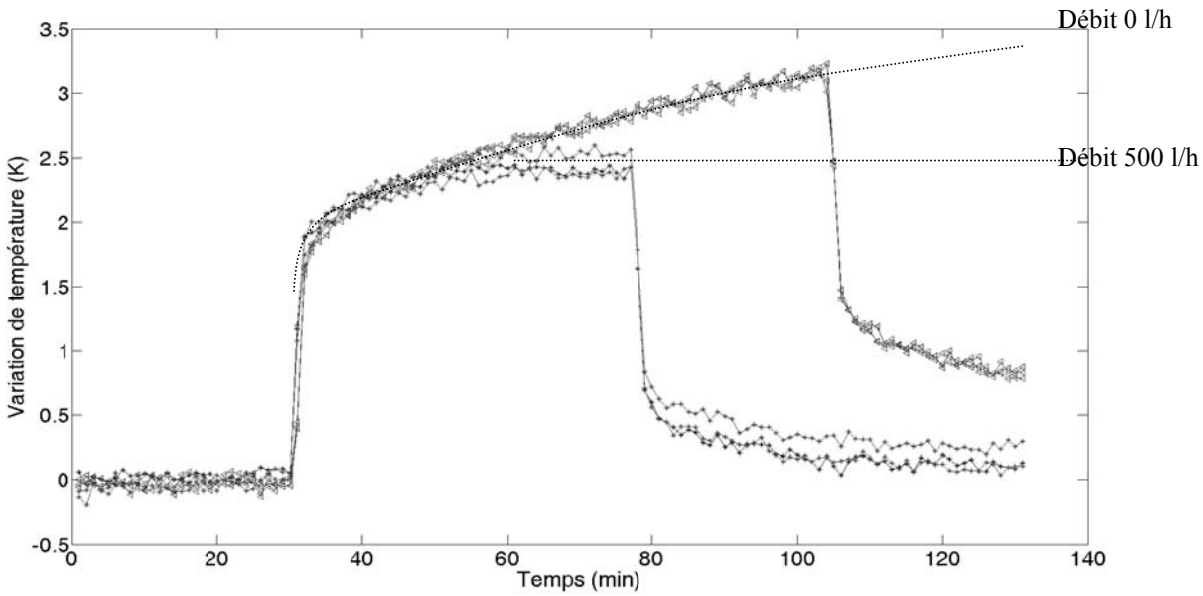


FIGURE 9 : 2 MESURES DE VARIATION DE TEMPÉRATURE SUR 3 POINTS CONSÉCUTIFS DE SOL SATURÉ : AVANT (COURBES EN LOG(T)) ET APRÈS LA FUITE (COURBES AVEC ASYMPTOTE HORIZONTALE).

Conclusions

Un système actif de détection de fuite par mesure répartie de température (DTS Raman) a été mis en place et qualifié sur un banc d'étalonnage permettant d'imposer un débit régulé au niveau du capteur. Un débit de fuite de 500L/h sur $1m^2$ a été imposé et une mesure répartie a été réalisée avec un interrogateur économique. Cette mesure a été comparée à une mesure réalisée en condition de saturation mais sans débit. Les résultats montrent que le système SensoLux-Detect est capable de distinguer les deux cas et donc de mesurer des débits de moins de 500l/h par m^2. Des essais de calibration avec plusieurs débits de fuite sont en cours de réalisation sur ce démonstrateur.

Le type de système de mesure présenté est prometteur car, comparés aux pertes d'exploitation et/ou aux travaux engendrés par une fuite dans une digue, les coûts engendrés par son déploiement restent faibles : de l'ordre de 50k€/km pour plusieurs dizaines de km instrumentés (estimation Cementys, pose et installation incluses). L'interprétation étant réalisée par une formule analytique directe permet de diminuer les jours-ingénieurs de traitement des données par rapport à la méthode passive qui nécessite une analyse en composantes principale ou en réponse impulsionnelle.

Remerciements

Les auteurs remercient Stéphane Bonelli (Irstea) pour les discussions techniques autour des méthodes de mesure et d'interprétation d'arrivée d'eau et de débit de fuite dans les digues.

Références

[1] D'Urso G. et al. (2007) *Premier apport du traitement du signal pour la détection de fuite dans des digues en terre*, Colloque GRETSI, Troyes, France

[2] Inaudi D. et al. (2011) *Localization of instability zones in levees, landslides, sinkholes and tunnels with distributed optical fiber sensors* 5th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure (SHMII-5), Cancún, México

[3] Cunat P. (2012) *Détection et évaluation des fuites à travers les ouvrages hydrauliques en remblai, par analyse de températures réparties, mesurées par fibre optique*. Thèse de Doctorat

[4] Fry J.J. (2004) *Détection de fuites sur les digues par acquisition de profils de température le long d'une fibre optique*, Colloque CFBR

[5] www.GTC-info.de

[6] K. Radzicki et S. Bonelli (2007), *Impulse Response Function Analysis model application to the thermical seepage monitoring in the earth dams*. 20ème Congrès Français de Mécanique, Besançon, France

[7] Guidoux C. (2007) *Développement et validation d'un système de détection et de localisation par fibres optiques de zones de fuite dans les digues en terre*, Thèse de doctorat

Thème 8

Techniques de construction, réparation, confortement et renforcement, spécificités, coûts

Rapporteurs : L. Duchesne (CNR) et T. Monier (Egis)

Travaux de confortement de digues sèches : éventail de solutions, pour différents budgets

Reinforcement work of dry dikes: range of solutions for different budgets

Bertrand Chalus, Hélène Chapuis

[1] Compagnie nationale du Rhône, Lyon, b.chalus@cnr.tm.fr
[2] Compagnie nationale du Rhône, Lyon, h.chapuis@cnr.tm.fr

Résumé

La Compagnie Nationale du Rhône Direction de l'Ingénierie, intervient en tant que maître d'œuvre pour l'établissement de diagnostics et de travaux de confortement de digues sèches, tant pour le compte de maîtres d'ouvrage publics que privés.
Le présent résumé traite de 6 cas de digues pour lesquels des travaux de confortement ont été engagés entre 2004 et 2008 suite à un diagnostic.
Ces différents cas montrent que l'on peut adapter la technique d'intervention à la configuration, aux contraintes existantes, et au degré de dégradation de la digue.
Pour des digues recouvertes d'un revêtement étanche (Rhône, à Viviers, Oiselet et Etoile/Rhône, Drôme à Loriol), les solutions mises en place sont les suivantes :

- forage de barbacanes (drainage aval)
- traitement des joints (étanchéité de surface)

Quel que soit le type de digue, suivant son état de dégradation, on peut avoir recours à des techniques plus lourdes :

- reconstitution du noyau limon
- épaulement aval
- mise en œuvre d'enrochements pour assurer la bonne tenue à la surverse ou à l'érosion de pied.

Pour chaque cas, suivant le contexte (emprise disponible, brèche, urgence, période,…), la méthodologie a du être adaptée :

- déviation provisoire du cours d'eau (Drôme)
- intervention côté rivière (Moulins)
- reconstruction complète de digue (digue Banc rouge, sur le Rhône)

Les coûts de confortement restent avant toutes choses liés à l'importance et au niveau de dégradation de l'ouvrage ; L'éventail des techniques présentées correspond à une fourchette de prix assez étalée, suivant le stade auquel l'intervention a pu être déclenchée.

Abstract

The Engineering Division of the Compagnie Nationale du Rhône acts as design and construction manager for establishing diagnostics and reinforcing "dry" flood protection dikes" on behalf of both public and private project owners.
The present summary deals with 6 cases of dikes for which reinforcement works were performed between 2004 and 2008, following a diagnostic.
These different cases show that it is possible to adapt the technique of intervention to the configuration, existing constraints and the degree of degradation of the dike.
For dikes covered with an impermeable lining (the Rhone river at Viviers, Oiselet and Etoile/Rhône, the Drôme river at Loriol), the solutions implemented were the following:

- drilling weep-holes (drainage downstream)
- treatment of joints (surface sealing)

Whatever the type of dike, according to its state of degradation, more substantial interventions may be necessary:

- reconstitution of the silt core
- downstream shouldering
- using riprap to ensure the resistance of the overflow and protect against erosion of the toe.

For each case, according to the context (available land area, breach, emergency, period, etc.), the methodology had to be adapted:

- temporary river diversion (Drôme)
- intervention on the river side (Moulins)
- full reconstruction of the dike (the Banc Rouge dike on the Rhone).

The costs of reinforcement are above all linked to the extent and level of degradation of the structure. The costs of the different techniques presented cover a wide range, reflecting the stage at which it was possible to start the interventions.

Introduction

Les conséquences des inondations, quelle que soit leur origine, peuvent être dramatiques sur le plan humain et sur le plan économique.
Si les ouvrages de ralentissement dynamiques se généralisent, les digues restent au cœur des systèmes de protection contre les crues. Le linéaire cumulé élevé de ces ouvrages (+ de 10 000 km) et leur ancienneté conduisent inévitablement à des conceptions multiples et variées.
Les techniques présentées dans cet article permettent de s'adapter aux contraintes de site et répondre à différentes problématiques issues des diagnostics réalisés.

Eventail de solutions

Les techniques de confortement peuvent porter sur les différentes parties de la digue (partie aval, talus amont, crête, corps de digue).
Dans certains cas (brèche, digues en très mauvais état), il est préférable de reconstruire entièrement l'ouvrage.
De plus, les conditions d'intervention peuvent être très variables d'un ouvrage à un autre (intervention côté rivière, intervention urgente, …).

1 - Confortement talus aval

DIGUE DE VIVIERS

La digue de St-Michel à Viviers (07) d'une longueur d'environ 820 mètres protège des terrains agricoles et quelques habitations. Elle permet également l'évacuation des piétons. La construction initiale de cette digue est ancienne (levée de terre datant de la fin du 19ème siècle) et a fait l'objet de nombreuses modifications. Lors de la crue du Rhône de décembre 2003, la digue a subi des désordres importants.

Nous sommes en présence d'une digue :
- ayant subi des modifications importantes tout au long de son historique, avec peu ou pas de prise en compte des contraintes de conception.
- dont les désordres sont très différents d'un secteur à l'autre (zone saine à zone très détériorée)
- qui doit résister à la surverse.

La digue St Michel est constituée d'un massif sablo-graveleux recouvert de dalles en béton, en crête et sur les deux faces, d'épaisseur environ 15 cm. Elle possède une hauteur par rapport au terrain naturel de 2 mètres environ. La largeur en crête est de 1 mètre.

Les visites de terrain et les résultats des essais géotechniques ont permis de montrer que lors des évènements de crues de 2003, le corps de digue s'est mis en charge. Cette surpression a provoqué l'ouverture des joints et la dislocation des plaques de béton. En raison de la submersion de la digue, l'eau a pénétré dans le corps de digue et a lessivé les éléments fins en laissant des vides. A la décrue, les plaques se sont alors affaissées, c'est ce qui apparait sur la photo 1 ci-dessous.



PHOTO 1 : ETAT DES LIEUX DE LA DIGUE EXISTANTE A VIVIERS EN MARS 2004

La mise en charge du remblai est certainement liée à des défauts d'étanchéité amont (constatés avec les ouvertures des joints des dalles amont). L'ouverture des joints en crête de digue a également permis l'entrée d'eau sous les dalles et a créée une charge hydraulique aval (le drainage aval étant difficile au travers des dalles béton).

En fonction des désordres observés : trois types de confortement ont été proposés :
- Zone saine (profil 3): améliorer le fonctionnement de la digue (drainage).
- Zone peu dégradée (profil 2) : créer un épaulement sur le talus aval
- Zone très dégradée (profil 1) : reconstruire le parement aval de la digue et réaliser un épaulement.

La mise en place de barbacanes (forages horizontaux) dans le talus aval de digue a été réalisée sur un linéaire d'environ 720 mètres afin d'améliorer le drainage de la digue (Profil type 3).
Les barbacanes ont été réalisées avec une extrémité pointue (de type pointe de crayon) afin de limiter les entraînements de matériaux fins. Les barbacanes ont également été équipées d'une chaussette géotextile de filtre entre les matériaux en place.
Les travaux ne présentent pas de difficultés majeures ; ils nécessitent tout de même un accès depuis le côté aval de la digue pour la mise en place de la machine de forage (voir Photo 2).
Dans les zones peu dégradées (profil 2), il a été réalisé un épaulement aval. L'épaulement aval permet d'assurer une meilleure stabilité de la digue (coefficient de sécurité sur la

stabilité au glissement). La digue étant submersible l'épaulement a été recouvert d'enrochements de type 10/100kg. Une bêche en pied assure son ancrage dans le terrain existant.



PHOTO 2 : TRAVAUX DE FORAGE DES BARBACANES DANS LES DALLES BÉTON DU TALUS AVAL-DIGUE DE VIVIERS

Dans les zones les plus dégradées (profil 1), le noyau de digue existant a été substitué par des matériaux de bonne qualité (en portance et respect des règles de filtre), comme présenté sur la Figure N°1 ci-dessous.

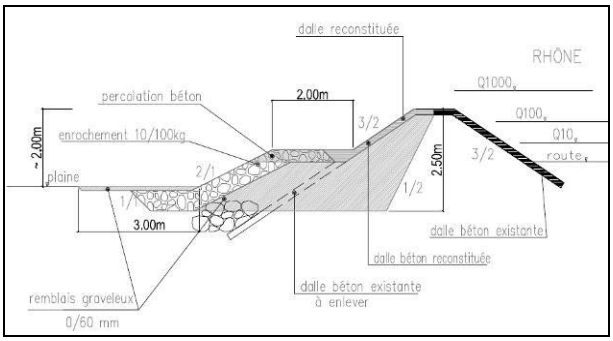


FIGURE N°1 : PROFIL TYPE N°1 DU CONFORTEMENT DE LA DIGUE DE VIVIERS.

Lors du diagnostic de la digue, la présence des dalles béton a rendu difficile les investigations: des carottages ont été réalisés ponctuellement, mais il n'est pas possible de connaître de manière précise l'état du corps de digue sur l'ensemble du linéaire.

Les sources d'aléas sont donc nombreuses en phase de chantier. Des adaptations ont notamment été nécessaires suite à la découverte de matériaux de mauvaise qualité dans le corps de digue et à la présence de cavités importantes (modification du mouvement des terres, augmentation des distances de transport, ajout d'un géotextile entre les matériaux existants et les matériaux rapportés).

Ces modifications ont eu des répercussions financières sur le marché de travaux signé avec l'entreprise ; qu'il est difficile de prévoir, malgré la réalisation d'un diagnostic préalable.

2 - Confortement talus amont

DIGUE DE VIVIERS – Traitement des joints entre dalles béton

Dans le cas de la digue de Viviers, le diagnostic a mis en évidence que lors de crues, l'ouverture entre les joints des dalles béton a favorisé le passage d'eau à travers de le corps de digue et le lessivage des matériaux fins du corps de digue.
Cependant la bonne conservation des dalles et les résultats des essais géotechniques ont confirmé que les vides générés par la dégradation des joints a permis d'écarter une solution de confortement par injection.
La réparation des joints entre les dalles béton permet d'assurer l'étanchéité de la partie amont de la digue (talus amont et crête de digue en cas de surverse) et de limiter les entraînements de matériaux fins. Ils ont été sciés sur une largeur de 1 cm avant d'y couler un mastic mono-composant. Ce traitement a été réalisé sur un linéaire de 820 mètres de digue à raison d'un joint tous les 4 mètres.

Ce procédé assez peu coûteux permet d'étancher avec des moyens aisés à mettre en œuvre de manière efficace les joints entre dalles béton.

Cependant, il est difficile de donner une durée de vie pour le mastic. Nos retours d'expérience sur des produits comparables donnent une apparition de défaut sur les joints entre 3 et 5 ans environ après mise en œuvre.

DIGUE DE LA BRASSERIE A MOULINS

La digue de la Brasserie à Moulins est située en rive gauche de la rivière Allier. Elle protège des villas ainsi que des parcs et campings.
Le secteur a fait l'objet d'un diagnostic et d'un avant-projet en 2001 ; qui font apparaître un secteur de 200 mètres à traiter prioritairement. C'est ce secteur qui a fait l'objet d'une réhabilitation. Les contraintes qui ont guidé le choix des travaux de confortement à réaliser sont les suivantes :

- l'historique de la digue, qui suscite des inquiétudes quant à la nature de la constitution du corps de digue. Sa construction initiale date de la fin du XIXème siècle, des textes révèlent : des dégâts sur ce secteur en 1866 liés à une surverse et en 1889 une proposition de riverains de reboucher les points bas par des immondices.
- les contraintes foncières nécessitent l'intervention par le côté amont (côté rivière).

- la géométrie très étroite de la digue (largeur en crête de digue de l'ordre de 2m, pente des talus très raides environ 1H/1V) qui ne permet pas d'assurer la stabilité requise en crue.

Ces données de site ont orienté le choix du confortement vers une étanchéité du talus amont, qui protège le corps de digue (assurant ainsi sa stabilité) tout en permettant de s'affranchir de la mauvaise qualité des matériaux en place.



PHOTO 3: ETAT DES LIEUX DE LA DIGUE DE MOULINS AVANT TRAVAUX

La solution complexe d'étanchéité (DEG) sur le perré existant (après décapage de ce dernier) a été retenue.
La géomembrane sous le profil courant (hors zone de la buse) est ancrée sous la bêche d'ancrage, elle permet donc d'assurer un rallongement du cheminement hydraulique sous la digue , mais ne permet pas de couper tous les écoulements sous la digue (ce n'était pas l'objectif de ce confortement).

Le DEG est constitué d'une géomembrane en PEHD de 1,5 mm d'épaisseur protégée sur ses deux faces par un géotextile anti-poinçonnant. Le complexe est ensuite recouvert de matériaux tout-venant, ce qui permet d'adoucir la pente du talus amont à 3H/2V et d'élargir également la crête de digue, rendant possible la circulation et améliorant ainsi son entretien ultérieur.
L'ensemble est recouvert d'une couche en enrochements 10/100 kg sur une épaisseur de 50 cm. Cette protection est favorable à la stabilité mécanique d'ensemble et au renforcement de l'état de surface pour la tenue aux vitesses d'écoulement en crue. Elle se prolonge par une bêche sous le terrain naturel permettant à la fois de limiter les affouillements de pied, et de contribuer à la stabilité mécanique de l'ensemble.

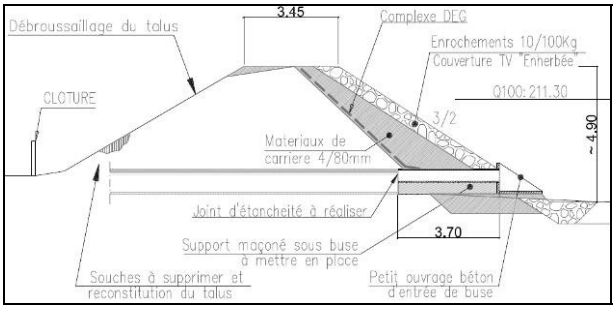


FIGURE 2: PROFIL TYPE DU CONFORTEMENT DU TALUS AMONT DE LA DIGUE DE MOULINS (PROFIL AVEC CANALISATION)

La présence d'un ouvrage traversant (canalisation) dans la digue un nécessite un traitement singulier (comme présenté sur la figure N°2).

DIGUE DE LA DRÔME

La digue de la Drôme sur le secteur présenté en rive gauche est une digue constituée par une rehausse graviers de la berge naturelle (en limons). Elle présente une protection amont de type dalle béton. Cette digue a pour fonction essentielle de protéger les cultures situées en arrière.
Le secteur a fait l'objet de simulations hydrauliques au moment de l'aménagement de la confluence avec le Rhône, dans les années 1960 (laboratoire de Chatou).

Le problème est multiple :
- des extractions massives dans le lit de la Drôme ont été réalisées par le passé (environ 700 000 m3 en 35 ans) ;
- les épis prévus sur le modèle notamment pour éviter le déchaussement des digues ont sans doute connu des dégradations au cours du temps et ne remplissent plus leur rôle
- le thalweg de la rivière est évolutif, et se traduit par un méandrage du lit d'étiage ;
- le débit est souvent faible, mais les crues sont soudaines, courtes et violentes ;
- la présence de ramières dans le lit mineur pose un problème d'écoulement en crue, avec un risque de submersion

La conjugaison de ces différents phénomènes a conduit à un enfoncement du lit (moyenne 1,6 m) sur une longue période du fait notamment des extractions massives.

Cet enfoncement s'est traduit par de sérieuses dégradations du pied et des protections de berge qui ont donné lieu à des confortements disparates, qui n'ont pas respecté les règles de l'art : engraissement de talus par des matériaux tout-venant (cf. photo 4), enrochements mis en place sans couche de transition, enrochements de blocométrie insuffisante, pas de tapis anti-affouillement,…

Le parement amont présente, un talus raide (1/1) à très raide (quasi subvertical), ce qui constitue un facteur aggravant.

De plus, la réalisation, il y a quelques années, d'un ouvrage provisoire de franchissement de la Drôme par l'autoroute a vraisemblablement eu une influence sur le comportement morphodynamique local.

La protection qui a été mise en œuvre sur le talus amont de la digue visait donc à assurer deux fonctions :

- ✓ la protection du talus amont contre les érosions
- ✓ la protection du pied de digue contre les affouillements

La protection en dalles de béton sous-jacente répond bien à la première de ces préoccupations. Elle est en revanche recouvert d'un mélange limono-graveleux qui n'a pas d'utilité.



PHOTO 4 : ETAT DES LIEUX DE LA PROTECTION DE LA DIGUE AVANT TRAVAUX - 2003

A partir des modèles antérieurs, le dimensionnement des protections a conduit aux blocométries suivantes :

- ✓ Secteur A : 400 / 800 kg
- ✓ Secteur B : 100 / 400 kg.

L'abaissement du lit constaté jadis a été très fortement ralenti avec l'interdiction des extractions massives et la mise en œuvre d'un seuil en aval de la zone traitée. Cette contrainte n'a donc pas été un critère de dimensionnement.
Les confortements réalisés sont les suivants, en fonction des secteurs identifiés :

Secteur A :

- réarrangement des enrochements en place sur le talus, de manière à obtenir une pente plus douce (2/1 h/v). pied de la protection sera constitué par deux couches d'enrochements superposées :
- Matériaux de carrière 100/400 kg : épaisseur minimale 80 cm
- Matériaux de carrière 400/800 kg : épaisseur minimale 1 m

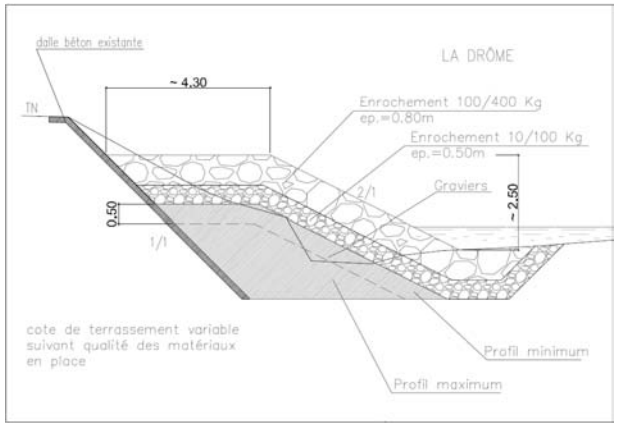


FIGURE 3: PROFIL TYPE DU CONFORTEMENT DU TALUS AMONT DE LA DIGUE DE LA DRÔME

Secteur B :

- Graviers tout venant sur une épaisseur minimale de 50 cm
- Matériaux de carrière 10/100 kg sur une épaisseur minimale de 50 cm
- Matériaux de carrière 100/400 kg sur une épaisseur minimale de 80 cm

Pour le dimensionnement de la bêche, Le volume d'enrochements mis en place prend en compte l'affouillement potentiel en période de crue.

Concernant le déroulement des travaux, la contrainte foncière ne se posait pas puisque l'intervention concernait le talus amont de la digue.
En revanche, l'hydrologie du cours d'eau a obligé à intervenir en période estivale (figure 4).



PHOTO 5 : TRAVAUX DE MISE EN ŒUVRE DE LA PROTECTION, EN, COURS DE RÉALISATION

TRAITEMENT DU TALUS AVAL							
Technique utilisée	Fourchette de coûts / mètre de digue traitée	Caractéristiques des cas de confortement ayant servi l'établissement des coûts					
		Nom	Hauteur (m)	Largeur crête (m)	Pente talus	Linéaire traité	Coût / mètre de digue HT
Forages de barbacanes horizontales dans les dalles béton	de 30 à 250 €/m	Viviers	2.0	1.0	3H/2V	721	32 €
		L'Oiselet	2	4 mini	2H/1V	30	161 €
Epaulement du talus aval	de 250 à 650 €/m	L'Oiselet	2	4 mini	2H/1V	460	240 €
		Viviers	2.0	1.0	3H/2V	195	640 €
TRAITEMENT DU TALUS AMONT							
Amélioration de l'étanchéité par traitement des joints de dalle béton	de 40 à 180 €/m	Viviers	2.0	1.0	3H/2V	820	40 €
		L'Oiselet	2	4 mini	2H/1V	30	115 €
Protection du talus amont en enrochements	de 300 à 920 €/m	L'Oiselet	2	4 mini	2H/1V	460	302 €
		Drôme	2.5	-	2H/1V	280	918 €
Etanchéité par géomembrane	de l'ordre de 880 €/m	Moulins	5	3.5	3H/2V	200	871 €
RECONSTRUCTION COMPLETE OU QUASI-COMPLETE							
Reconstruction quasi-complète	de 800 à 1 100 €/m	L'Oiselet	2	4 mini	2H/1V	460	789 €
		Viviers	2.0	1.0	3H/2V	100	1 091 €
Reconstruction complète	de 600 à 1 800 €/m	Banc rouge	3	3	2H/1V	70	1 767 €
		Etoile	2.0	4.5	2H/1V	125	550 €

TABLEAU N°1 : RECAPITULATIF DES COUTS PAR TECHNIQUE – VALEUR 2012

Un chenal préférentiel pour l'écoulement des eaux a été créé, les matériaux retroussés ayant un double emploi

- piste pour les engins
- de batardeau provisoire.

Les travaux ont été jugés à caractère urgent (suite à la crue de 2003) sans procédure préalable. Cependant, les administrations et associations locales ont été réunies et informées en amont.

3 -Confortement talus aval et amont

DIGUE DE L'OISELET

La Direction Régionale d'Avignon de la CNR a souhaité que les sections de digues de l'Oiselet (longueur : env. 1 200 m) soient inspectées, pour les tronçons se situant dans la concession CNR, suite à la crue du 2 au 5 décembre 2003.

Le diagnostic, rendu difficile du fait que ces digues sont « sèches », a conduit aux conclusions suivantes, sur les cas traités :

- les zones 1 et 3 sont protégées côté terre (aval) par des dalles béton, supposées être étanches, alors que le talus amont est soit sans protections, soit protégé en enrochements. De ce fait, lors des épisodes de crues, la digue peut se mettre en charge, par manque de drainage aval, ce qui peut expliquer les fuites constatées en 2003, sur la zone 3 et le raccord zone 1 – vanne de Perrine.
- La présence de racines au sein du noyau, ou de souches côté Rhône (zones 3 et 4 principalement) est également préjudiciable au fonctionnement de la digue (création de cheminements préférentiels)
- Enfin, la présence d'enrochements désordonnés, posés sans interface (zones 3 et 4) sur des matériaux limoneux nécessite une intervention

La solution retenue consiste à reconstituer de la protection amont et une partie du noyau étanche, ajouterune clé aval drainante, pour les zones 3 et 4 ou réalisation de barbacanes de décompression sur la zone 3

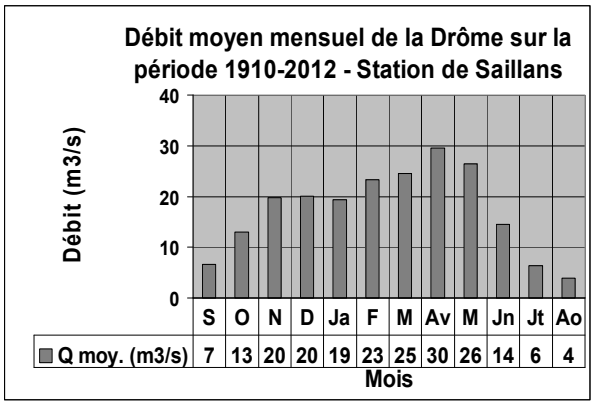


FIGURE 4: DÉBIT MOYEN MENSUEL DE LA DRÔME

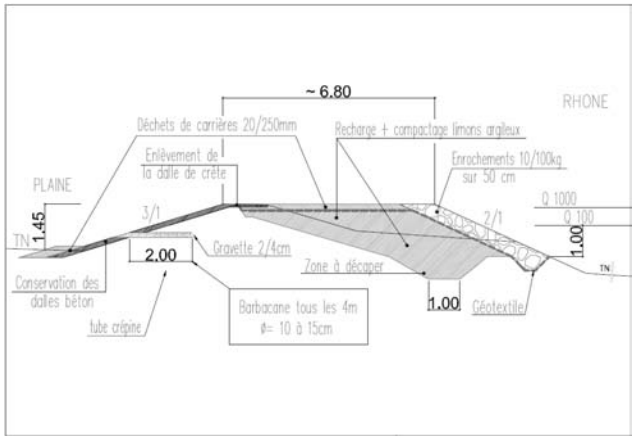


FIGURE 6: EXEMPLE DE CONFORTEMENT AMONT PROPOSÉ – DRAINAGE DE TALUS AVAL PAR BARBACANE

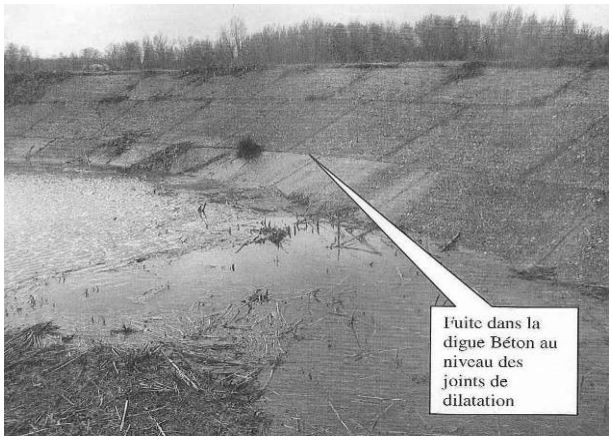


PHOTO 7 : DIGUE DE L'OISELET - VUE DU TALUS AVAL LORS DE CRUE DE 2003.

DIGUE DU BANC ROUGE

Suite aux crues du Rhône de novembre 2002, la digue du Banc Rouge (Saint-Just d'Ardèche) s'est rompue en deux points :

- Brèche n°1, longueur 60 m (cas traité)
- Brèche n°2, longueur 6 m

Les travaux de protection se situent dans le lit majeur du Rhône, entre la digue et le Rhône, ils ont consisté notamment à réparer les deux brèches en reconstruisant la digue et ses fondations avec des matériaux sains et réaliser un drainage en pied de talus aval.

Elle est construite entre deux points au niveau de la brèche principale n°1.
Les raccordements seront l'objet d'un dispositif de type tenon – mortaise afin de ne pas créer de plan privilégié d'écoulement à l'interface entre l'ancien et le nouveau corps de digue.



PHOTO 7 : DIGUE DE SAINT-JUST – DÉTAIL DE LA BRÈCHE N°1

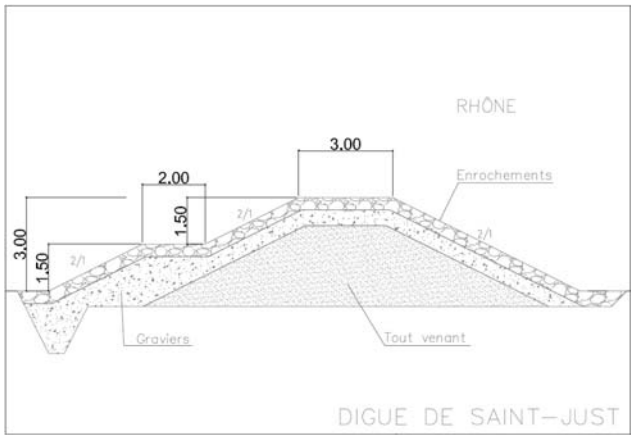


FIGURE 6: PROFIL TYPE N°1 DE CONFORTEMENT

Le profil en travers du type n°1 fait apparaître la coupe théorique de la digue reconstruite. La fosse qui se trouve actuellement au niveau de la brèche a été comblée.

La digue à construire est constituée d'un noyau en limon d'une hauteur de 2 m dont la base se trouve à 50 cm sous la cote du terrain naturel. Les pentes du noyau en limon sont à 2/1. Le noyau est revêtu d'une couche de gravier d'épaisseur 50 cm. Un élargissement de 2 m à l'aval de la digue (côté terre) est constitué en gravier ainsi que le drain de pied. Ce dernier a une profondeur de 2 m (sous la cote du terrain naturel).

La réparation ayant été réalisée en urgence suite à la crue, et donc dans une période hydrologiquement défavorable, il a été nécessaire de se prémunir d'une nouvelle montée des eaux par un dispositif efficace. Un cordon provisoire a donc été réalisé dans le lit majeur de la rivière, le temps de mettre en place la solution définitive.



PHOTO 8 : DIGUE DE SAINT-JUST – DÉTAIL DE LA DIGUE CONFORTÉE

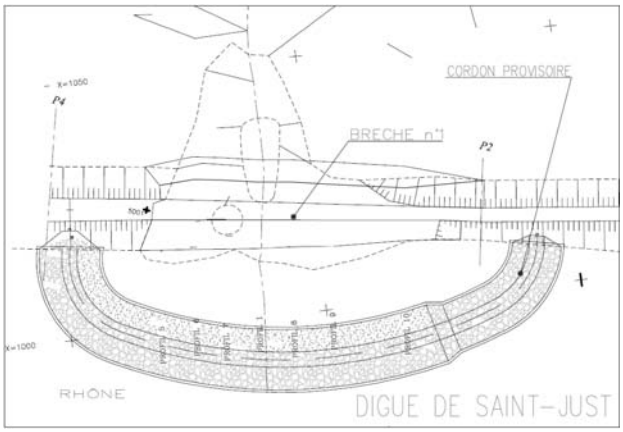


FIGURE 7: CORDON PROVISOIRE MIS EN OEUVRE

DIGUE DE CHASTAGNON (ETOILE-SUR-RHÔNE)

La digue de Chastagnon a été très sollicitée lors des crues de 2002. Elle avait également subi des dégâts en 1994 qui avaient donné lieu à des travaux de réparation.

Un diagnostic a été réalisé sur environ 1km de digue.

Deux phases de travaux ont été nécessaires :
- intervention d'urgence 2003 : reconstruction de la digue sur une zone qui a donné des signes de faiblesse (zone comblée avec des sacs de sable lors de la crue)
- Intervention définitive en 2004 : renforcement et élargissement des autres tronçons avec relèvement du chemin en crête de digue.

Les travaux ont concerné finalement :
- 80 m pour la zone confortée en urgence
- Environ 450 m de digue pour l'intervention définitive



PHOTO 9 : DIGUE D'ETOILE-SUR-RHÔNE – MISE EN OEUVRE DES ENROCHEMENTS CÔTÉ FLEUVE

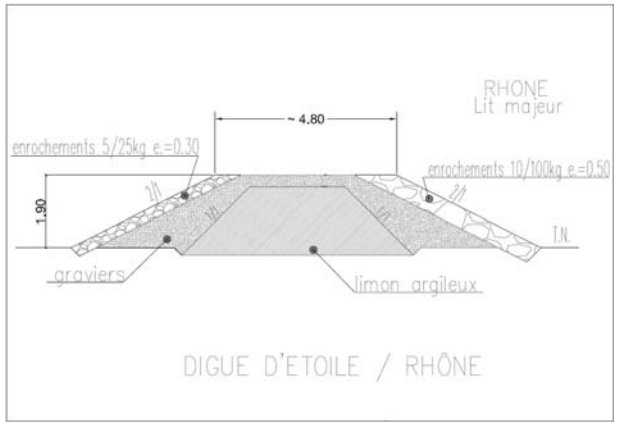


FIGURE 8: PROFIL TYPE DE LA DIGUE RECONSTITUÉE

Sur ces 450 m d'intervention définitive, une zone de digue a été entièrement reconstruite et raccordée en avant de l'ancienne digue.

La nouvelle digue a été prévue plus large, afin de porter la piste d'accès, et renforcée par une protection en enrochements.

Elle est réalisée comme suit :
- un noyau en limon d'une hauteur de 1,80 m dont la base se trouve à 20 cm sous la cote du terrain naturel, et de pente 1H/1V,
- une couche de gravier d'épaisseur variable de 1,50 m à la base, à 50 cm en tête.
- une protection en enrochements prenant assise sur la couche de graviers, 10/100 kg sur une épaisseur de 50 cm, sur le talus amont,
- une protection en enrochements prenant assise sur la couche de graviers, 5/25 kg sur une épaisseur de 30 cm, sur le talus aval

La largeur finale de la crête de digue est d'environ 4,8 m.
Les talus des pentes amont et aval sont à 2/1 (H/V).
La hauteur totale avoisine 2 m.

Gamme de coûts et conclusion

Les fourchettes de coûts pour un confortement d'ouvrage sont assez larges, et ne dépendant pas que de la géométrie de l'ouvrage (voir tableau n°1).
En particulier, les données hydrologiques et hydrauliques du cours d'eau ont une influence non négligeable sur la solution mise en œuvre et donc le coût de l'intervention.
De la même manière, la longueur à traiter influence également le coût final du confortement.

On constate tout de même que la technique de reconstruction complète de l'ouvrage, parfois rendue obligatoire de par le contexte), peut être mise en œuvre à des tarifs qui restent souvent intéressants (inférieurs à 2 000 € /m dans la gamme d'ouvrages étudiée).
Pour autant, cette solution peut présenter un risque en fonction des conditions dans lesquelles elle est mise en œuvre.
Dans le cas d'une réparation urgente de brèche par exemple, en période humide, il est conseillé de mettre en place un dispositif de protection provisoire, comme pour l'exemple de Saint-Just d'Ardèche). Celui-ci peut représenter un coût assez conséquent (350 € /m et 1/3 du montant de la reconstruction dans ce cas précis).
Pour autant, on retiendra au final, au regard des dégâts humains et matériels pouvant être causés ne serait-ce que par une seule brèche, qu'une politique d'entretien courant régulier doit impérativement être mis en place par les gestionnaires de ces ouvrages.
Seuls une bonne connaissance des ouvrages, une surveillance et un entretien réguliers peuvent prémunir les maîtres d'ouvrage de dépenses qui peuvent leur sembler parfois démesurées.

Remerciements

Nos remerciements vont aux différents maîtres d'ouvrage qui nous ont fait confiance pour mener le confortement de leurs ouvrages.

Références

[1] CNR-DX-GC (mars 1995) *Expertise du lit et des berges de la rivière Drôme entre le pont de la RN7 de Livron et le seuil CNR*
[2] JAMME (1974). *Travaux Fluviaux* – Edition Eyrolles
[3] MERIAUX P., ROYET P., FOLTON C (2004)., Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations - Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires, Cemagref, , 191p.
[4] PEYRAS, ROYET (2010) – Recommandations pour la stabilité des barrages et des digues en remblai
[5] RAMETTE(1981) – Guide d'hydraulique fluviale

Résistance à l'érosion des sols traités à la chaux et application aux digues : une étude paramétrique complète en laboratoire

Resistance to erosion of lime treated soils and application to dikes: a parametric study in laboratory

C. Chevalier[1], I. Haghighi[1], G. Herrier[2]

[1] IFSTTAR, Département Géotechnique Eau et Risques, Champs-sur-Marne, christophe.chevalier@ifsttar.fr r
[2] Lhoist Recherche & Développement, Nivelles, Belgique, gontran.herrier@lhoist.com

Résumé

Le traitement à la chaux des sols est un processus qui peut apporter une meilleure maniabilité des matériaux argileux et, une fois ces sols compactés, une amélioration des propriétés mécaniques. Ces propriétés ont des avantages bien connus, largement utilisés dans le monde entier pour la construction de remblais pour les routes, autoroutes, voies ferrées, plates-formes industrielles, etc… Toutefois, on connaît mal la façon dont les sols traités à la chaux se comportent dans le cadre d'utilisation pour des ouvrages hydrauliques, où les propriétés du matériau vis-à-vis de l'eau doivent être déterminées. Tel est l'objet de recherches récentes entreprises par le Groupe Lhoist en collaboration avec plusieurs centres de recherche et les universités, y compris l'Ifsttar.

Dans cette communication, nous nous concentrons sur le comportement des matériaux traités à la chaux vis-à-vis des processus d'érosion et des effets de l'eau par une étude paramétrique complète en laboratoire. Des essais ont été ainsi menés sur deux types de sols: un limon et une argile et des comparaisons ont été faites entre les matériaux traités et ceux non-traités au bout de 7 et 90 jours de traitement à la chaux.

Trois types d'essais ont été utilisés :

- l'essai d'érodimètre à jets mobile (MoJET « Mobile Jets Erosion Test »), un appareil qui peut être utilisé en laboratoire ou sur le terrain,
- l'essai d'érosion de trou (HET « Hole Erosion Test »), un appareil de laboratoire efficace et pratique,
- l'essai d'émiettage amélioré (ECT « Enhanced Crumb Test »), une évolution de l'essai « Crumb Test » normé par l'ASTM.

Dans les différentes configurations (sol et appareils), cette étude fait état d'une forte augmentation de la résistance à l'érosion des matériaux traités, réduisant fortement le risque d'érosion sur les ouvrages hydrauliques en terre dans différents cas d'érosion notamment la surverse.

Abstract

Lime-treatment of soils is a process that can bring better workability of clayey materials, and once compacted, strong mechanical properties. These properties are well-known advantages, used extensively worldwide for the construction of embankments for roads, highways, railways, industrial platforms etc. However, little is known about the way lime-treated soils behave in the context of a hydraulic earthwork, where the properties of the materials vs water had to be determined. This is the purpose of the recent research undertaken by the Lhoist Group in collaboration with several research centers and universities including Ifsttar.

In this communicationo, we will focus on the behavior of treated materials towards erosion processes and water effects by a complete parametric study in laboratory.

Tests were thus conducted on two types of soils: a silt and a clay and comparisons have been done between raw and treated materials after 7 and 90 days of lime treatment.

Three types of tests were used:

- Mobile Jets Erosion Test (MoJET), an apparatus that can be used either in laboratory or on the field,
- Hole Erosion Test (HET), an efficient and convenient laboratory apparatus,
- Enhanced Crumb Test (ECT), an evolution of ASTM Crumb Test.

In all the configurations (soil and apparatus), this study reports a great increase of the resistance to erosion of the treated materials, strongly reducing the risk of erosion on earthworks in both cases of internal and surface erosion.

Introduction

Le traitement à la chaux des sols est un processus qui peut apporter une meilleure maniabilité des matériaux argileux et, une fois ces sols compactés, une amélioration des propriétés mécaniques. Ces propriétés ont des avantages bien connus, largement utilisés dans le monde entier pour la construction de remblais pour les routes, autoroutes, voies ferrées, plates-

formes industrielles, etc… Toutefois, on connaît mal la façon dont les sols traités à la chaux se comportent dans le cadre d'utilisation pour des ouvrages hydrauliques, où les propriétés du matériau vis-à-vis de l'eau doivent être déterminées.

Dans cette communication, nous nous concentrons sur le comportement des matériaux traités à la chaux vis-à-vis des processus d'érosion et des effets de l'eau par une étude paramétrique complète en laboratoire.

Cet article présente une étude d'essais d'érosion reproductibles utilisant trois dispositifs différents : l'essai d'érodimètre à jets mobile (MoJET « Mobile Jets Erosion Test »), utilisable en laboratoire ou sur le terrain [6,7,8], l'essai d'érosion de trou (HET « Hole Erosion Test ») [3,7,9] et l'essai d'émiettage amélioré (ECT « Enhanced Crumb Test ») [4], une évolution de l'essai « Crumb Test » normé par l'ASTM. [1]. Les essais ont été menés sur deux types de sol (un limon et d'argile) et les résultats ont été comparés entre sols traités et sols non traités.

Cet article est organisé de la manière suivante. Dans une première partie, un descriptif des 3 dispositifs utilisés est proposé. Les matériaux testés sont ensuite décrits. Dans une troisième partie, les résultats sont présentés et discutés pour tous les essais. Enfin des conclusion et perspectives sont établies dans une dernière partie.

Méthodes d'essais

Nous avons utilisé dans cette étude les dispositifs MoJET, HET et ECT afin de comparer la sensibilité de différents sols à l'eau et aux processus érosifs.

Erodimètre à jets mobiles (MoJET : « Mobile Jets Erosion Test »)

Le développement du MoJET, appareil d'essai d'érosion de type rotatif (Figure 1), a été l'aboutissement de recherches menées par le LCPC (devenu Ifsttar) dans les années 1990 pour mettre en relation la sensibilité des sols à l'érosion et divers paramètres caractéristiques des sols [6].Cet appareil peut être mis en œuvre sur site ou en laboratoire et est donc bien adapté pour la comparaison avec les essais de laboratoire tels que l'essai d'érosion de trou.

Le dispositif MoJET se compose d'une partie mécanique, appelée « érodeur », d'un réservoir d'eau sous pression d'air, et de diverses unités additionnelles. L'érodeur est constitué d'un bras rotatif sur lequel sont fixées 6 buses projetant perpendiculairement à la surface du sol des jets d'eau de 0,5 mm de diamètre (Figure 1a). La géométrie de cet appareil est relativement semblable à celle du dispositif de jet submergé mis au point par Hanson [5]. Toutefois, pour le MoJET, le sol n'est pas complètement submergé et le bras de l'érodeur sur lequel sont greffées les 6 buses tourne au cours de l'essai.

La première étape de la procédure d'essai est d'amener l'échantillon à une densité donnée par compactage statique. Le moule contenant le sol est ensuite inséré dans l'appareil et sur une pente de 10% (Figure 1c). Un exutoire en aval du dispositif permet de recueillir l'effluent.

Le sol est ensuite soumis à l'action des jets d'eau avec les paramètres suivants :

- débit imposé de 600 ml/min (protocole standard) ou 2 000 ml/min (protocole modifié),
- durée de l'expérience : 15 minutes (protocole standard, avec un recueil de l'effluent à 1, 3, 5, 8, 11 et 15 minutes) ou 5 minutes (protocole modifié, avec un recueil de l'effluent à 0,5, 1, 2, 3, 4 et 5 minutes).

A la fin de l'essai, l'échantillon de sol présente des rainures situées au niveau de l'impact des jets d'eau (Figure 1b).

Les effluents recueillis au différents temps de l'essai sont placés à l'étuve et la masse sèche érodée, suivie au cours du temps, permet de caractériser l'érosion [2,7,8]. Cette charge solide (érosion de masse en fonction du temps) peut être utilisée pour effectuer une évaluation qualitative de l'érosion, pour établir des corrélations entre l'érosion des sols et les propriétés géotechniques ou pour comparer le comportement face à l'érosion de différents sols.

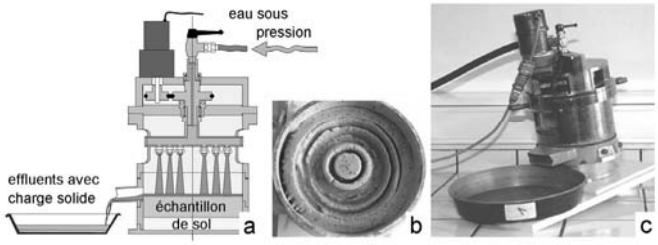


FIGURE 1: DISPOSITIF DU MOJET (A) SCHÉMA DE L'ÉRODEUR, (B) ÉCHANTILLON APRÈS ESSAI ET (C) IMAGE DE L'ÉRODEUR

Essai d'érosion de trou (HET : « Hole Erosion Test »)

Le dispositif HET récemment mis au point par Wan et Fell [9] a été un grand pas en avant pour caractériser quantitativement l'érosion de trou ou « piping erosion ».

Nous avons récemment conçu et développé notre propre dispositif HET [3,7]. Similaire à celui développé par Wan et Fell, il présente un certain nombre d'améliorations dans le but de mieux quantifier les paramètres de l'érosion.

Le dispositif HET comporte trois parties : un réservoir d'eau en amont, une cellule d'érosion où l'échantillon est situé et une sortie d'eau en aval.

Le réservoir d'eau (80 litres) en amont peut être pressurisé par de l'air et rechargé avec de l'eau au cours de l'essai. La pression d'air dans le réservoir est contrôlée avec un manomètre. Un débitmètre est placé à proximité de la cellule d'érosion. La hauteur d'eau à l'aval est de 20 cm.

La cellule d'érosion est représentée sur la Figure 2. Elle comprend trois parties. La première partie est la chambre d'entrée de l'eau. Outre un premier capteur de pression, cette partie comprend une structure en nid d'abeilles afin de réduire la turbulence dans le trou d'entrée ainsi que d'une grille de 2 mm. La deuxième partie est constituée de l'échantillon de sol lui-même avec un trou initial de 3 ou

5 mm de diamètre. Le moule en plexiglas transparent permet de vérifier que l'érosion ne se produit pas entre l'échantillon et le moule. La troisième partie est la chambre de sortie. Elle comprend un deuxième capteur de pression. Un turbidimètre est placé juste après cette partie, afin de mesurer la turbidité de l'effluent en sortie.

Le sol est préparé à l'avance à une teneur en eau donnée. Les échantillons de sol sont préparés dans un moule cylindrique en plexiglas. Le diamètre est de 7 cm et la longueur de 13 cm (volume : 500 cm^3). Pour avoir un compactage uniforme, l'échantillon est compacté en 6 couches de la même épaisseur à l'intérieur du moule. Le trou initial au milieu de l'échantillon est obtenu avec une perceuse à colonne.

Après introduction de l'eau dans l'ensemble du système, l'érosion est obtenue et suivie en maintenant une chute de pression constante aux bords de l'échantillon.

A la fin de l'essai, l'échantillon de sol est sorti de l'appareil et de la cire fondue est versée dans le trou érodé. Une fois extraite, le volume de la bougie obtenue permet de calculer le diamètre moyen final du trou.

Au cours de l'essai, les données mesurées par le débitmètre, les capteurs de pression et le turbidimètre sont stockées sur ordinateur à une fréquence de 1Hz. Ces mesures et la donnée des diamètres initial et final du trou permettent de calculer les courbes d'érosion [3,7], c'est-à-dire la relation entre les deux grandeurs physiques suivantes :

- la contrainte de cisaillement τ que le liquide en écoulement applique sur l'interface (unité SI : Pa),
- le taux d'érosion $\dot{\varepsilon}$ qui représente la masse de sol érodé par unité de surface et unité de temps (unité SI : $kg.m^{-2}.s^{-1}$).

Essai d'émiettage amélioré (ECT : « Enhanced Crumb Test »)

L'objectif de cet essai [4] est d'observer et mesurer, en fonction du temps, la géométrie d'un échantillon centimétrique de sol non saturé placé dans l'eau. Dans ce but, un échantillon de sol de 15 mm de diamètre et 20 mm de hauteur est placé dans un grand récipient d'eau et suivi à l'aide de deux caméras numériques. La première caméra (la principale) est placée horizontalement et pointée vers le centre de l'échantillon pour enregistrer son profil. La seconde caméra, verticale, est utilisée pour vérifier la symétrie axiale de l'échantillon pendant l'essai. La forme initiale cylindrique de l'échantillon de sol conduit généralement à une évolution axisymétrique validée par la vue de dessus de l'échantillon. Il est possible de prélevé des échantillons des sols à l'aide d'un tube de prélèvement dédié.

Une vue générale du dispositif expérimental est présenté à la figure 3. Il est principalement constitué d'un récipient parallélépipédique de 4 litres. L'échantillon de sol est placé au centre du récipient. Deux sources de lumière sont positionnées au-dessus du conteneur et deux autres de chaque côté afin d'éclairer uniformément l'échantillon de sol. La caméra principale est placée horizontalement à 40 cm et orientée vers le centre de l'échantillon. La seconde caméra est fixée verticalement au-dessus du récipient à la même distance que la caméra principale.

Le comportement général de l'échantillon de sol, après avoir été placé dans l'eau, est quasiment le même pour toutes les textures de sols, mais avec des caractéristiques différentes. Ce comportement peut être divisé en deux phases distinctes: (a) hydratation/gonflement et (b) désagrégation/dispersion (Fig. 4). Au cours de la phase d'hydratation, la succion du sol non saturé produit un gonflement de l'échantillon à la fois dans la hauteur et le diamètre. Ce gonflement diminue les forces de liaison inter-particulaires et l'échantillon de sol commence alors à s'effriter et s'effondre jusqu'à atteindre une forme finale conique. Dans certains cas (par exemple, sols argileux fortement saturés) cette seconde phase peut ne pas se produire.

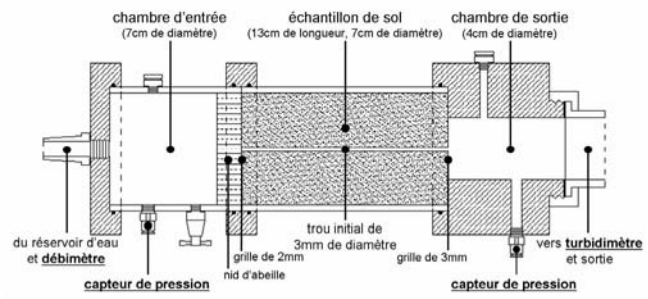


FIGURE 2: SCHÉMA DE LA CELLULE D'ÉROSION DU HET. LES CAPTEURS SONT INDIQUÉS EN CARACTÈRES GRAS ET SOULIGNÉS

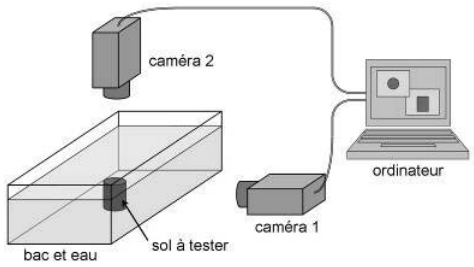


FIGURE 3: DISPOSITIF D'ESSAI DU ECT

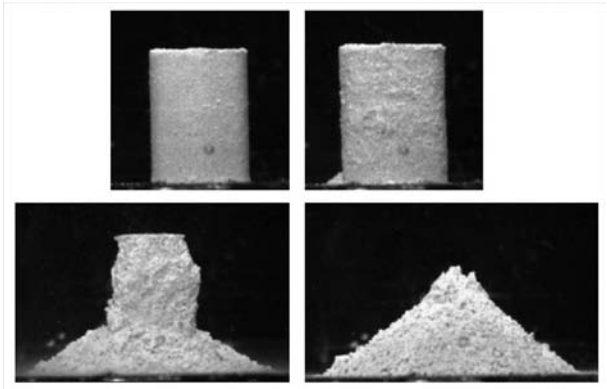


FIGURE 4: VUE DE PROFIL POUR UN ESSAI TYPIQUE APRÈS 0, 10, 30 ET 90 MINUTES

TABLEAU 1: PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX DE BASE

Origine des matériaux	%<2 µm	%< 80µm	Valeur au bleu de methylène (g/100 g)	w_L (%)	w_P (%)	IP	w_{OPN} (%)
Limon d'Héricourt		67	1.9	32.8	21.6	11	18
Argile d'Héricourt	75	94	18	72	35	37	23.5

TABLEAU 2: PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX PRÉPARÉS

			Limon d'Héricourt	Argile d'Héricourt
Matériaux non-traités	Teneur en eau		18 %	23,5 %
	Densité sèche (95% OPN)		1650 kg/m^3	1620 kg/m^3
Matériaux traités	Teneur en chaux		2 %	5 %
	Teneur en eau	initiale	26,5 % (24,5+2)	39 % (34+5)
		1h après préparation	24,5 %	34 %
	Densité sèche		1550 kg/m^3	1210 kg/m^3

Matériaux testés

La chaux utilisée pour les essais sur sol traité est une chaux vive classée CL 90-Q selon la norme EN 459-1 fournie par Lhoist et contenant 90,9% de CaO disponible et une réactivité (t_{60}) de 3,3 minutes.

Deux types de sols fins gradués, un limon et une argile, de Héricourt (Haute-Saône, France) ont été utilisés pour effectuer les essais. Les caractéristiques de ces sols sont données au Tableau 1. L'abréviation OPN correspond à l'optimum Proctor normal.

Les caractéristiques des matériaux traités et non traités sont données au Tableau 2. Selon les dispositifs employés ensuite, différents protocoles de préparation ont été utilisés [2].

Résultats d'essais

Erodimètre à jets mobiles (MoJET : « Mobile Jets Erosion Test »)

Des observations typiques sont données à la Figure 5. Pour les sols non traités, une érosion classique de ce type d'essai est observée alors qu'aucune érosion significative n'est observée pour les matériaux traités..

Les résultats quantitatifs sont donnés à la figure 6 pour le limon et à la figure 7 pour le sol argileux. Pour les matériaux traités et non traités, les résultats sont présentés en fonction du temps, du temps de cure (pour les matériaux traités) et de la procédure d'essai utilisée (débit de 600 ml/min ou de 2 000 ml/min). En raison de la différence d'ordre de grandeur entre les essais sur les sols traités et non traités, les résultats sont présentés sur des diagrammes différents.

Concernant les résultats des essais sur le limon non traité (Fig. 6a), la masse cumulée totale au bout de 15 minutes avec le protocole d'essai standard (600 ml/min) est d'environ 180g à 7 jours de cure et de 110g à 90 jours. Pour le protocole d'essai modifié (2 000 ml/min), la masse cumulée totale après 15 minutes est d'environ 450g pour les matériaux à 7 ou 90 jours de cure.

Concernant les résultats des essais sur le limon traité (Fig. 6c), la masse érodée est de 0.4g (non significatif) pour un essai en utilisant le protocole standard pendant 15 minutes après 7 jours de cure alors qu'aucune masse solide n'a pu être mesurée après 90 jours de cure. Le protocole modifié après 5 minutes d'essai a généré 1,6 g d'érosion pour l'essai à 7 jours de cure et 0,8 g pour l'essai à 90 jours.

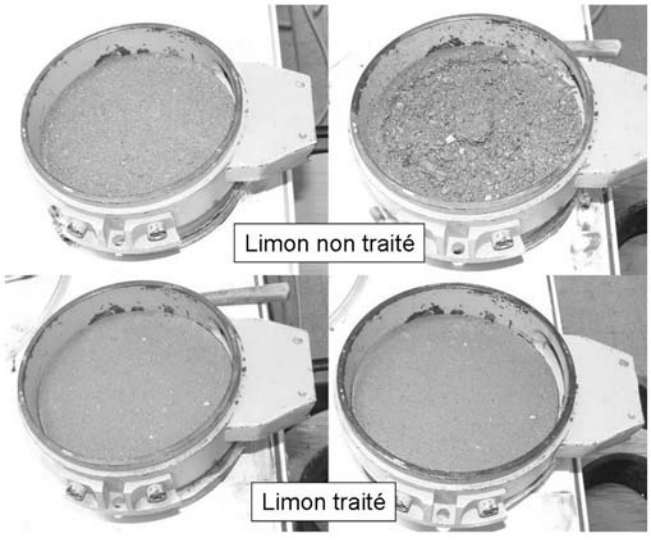


FIGURE 5: EXEMPLES DE MATÉRIAUX TESTÉS (EN HAUT) LIMON NON-TRAITÉ AVANT ET APRÈS ESSAI (EN BAS) LIMON TRAITÉ À 7 JOURS AVANT ET APRÈS ESSAI

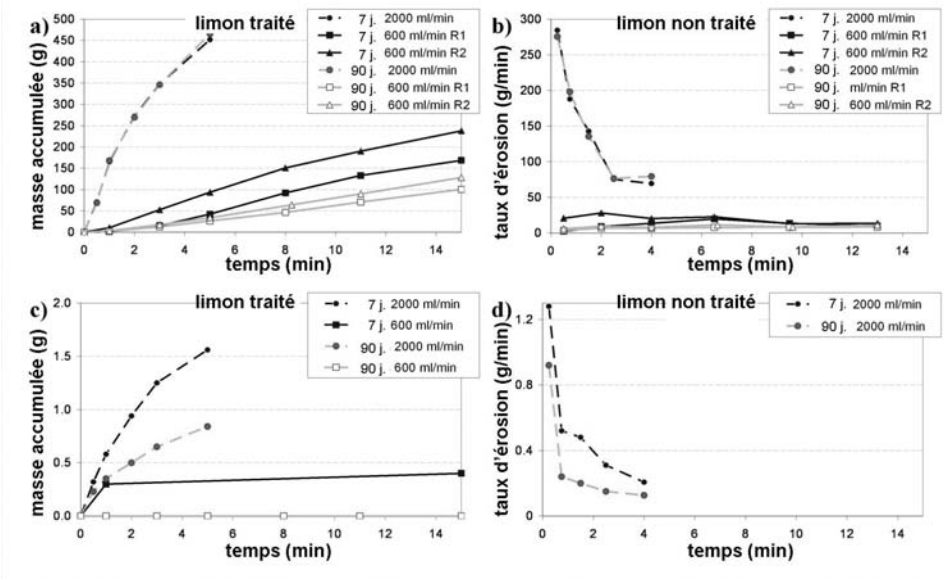


FIGURE 6: RÉSULTATS DES ESSAIS MOJET SUR LE LIMON (FONCTION DU TEMPS) (A) ET (B) SOL NON TRAITÉ : MASSE CUMULÉE ET TAUX D'ÉROSION ; (C) ET (D) SOL TRAITÉ : MASSE CUMULÉE ET TAUX D'ÉROSION

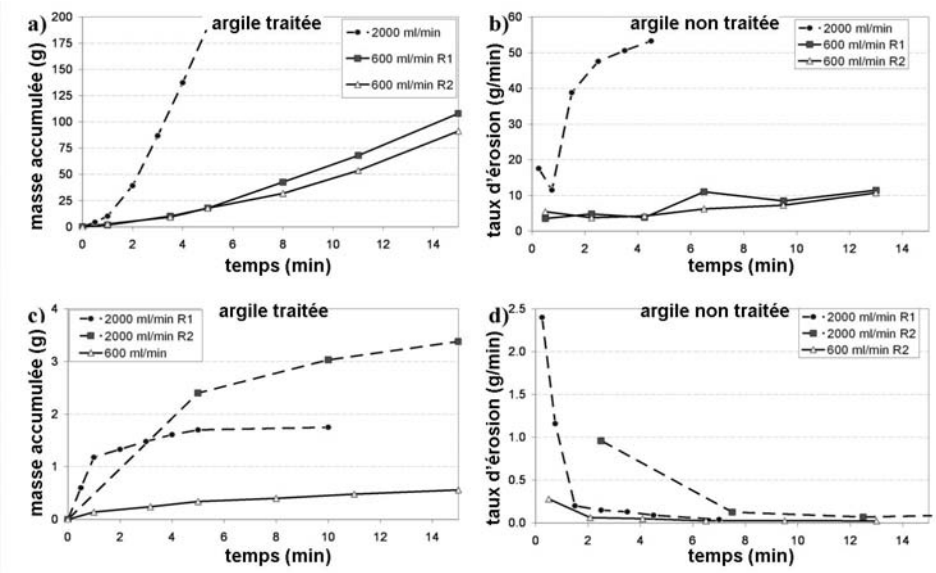


FIGURE 7: RÉSULTATS DES ESSAIS MOJET SUR L'ARGILE (FONCTION DU TEMPS) (A) ET (B) SOL NON TRAITÉ : MASSE CUMULÉE ET TAUX D'ÉROSION ; (C) ET (D) SOL TRAITÉ : MASSE CUMULÉE ET TAUX D'ÉROSION

De manière analogue, les résultats des essais sur l'argile d'Héricourt sont donnés sur la figure 7. Les essais sont effectués après 7 jours de cure. Au contraire des essais sur le limon non traité, le taux d'érosion augmente au cours des essais pour les essais sur l'argile non traitée. La masse moyenne accumulée érosion est d'environ 100 g en 15 minutes en utilisant le protocole standard et 190 g en 5 minutes en utilisant le protocole modifié. En ce qui concerne les résultats des essais sur l'argile traitée, la tendance croissante du taux d'érosion n'est plus observée. La masse cumulée est d'environ 0,6 g (non significatif) en utilisant le protocole standard et varie entre 1,8 et 2,2 g en utilisant le protocole modifié. Les essais ont été poursuivis jusqu'à 60 minutes avec le protocole modifié (2 l / min), la masse érodée au cours de cette période (de 5 à 60 minutes) est d'environ 1,5 g.

L'érosion observée dans les premières minutes d'essai sur les matériaux traités pourrait être due à une légère faiblesse de traitement de certaines grosses particules ou des agrégats à la surface des échantillons. L'érosion cesse de progresser après ces quelques grains retirés. Cette absence de fines particules est confirmée par la transparence très élevée de l'effluent.

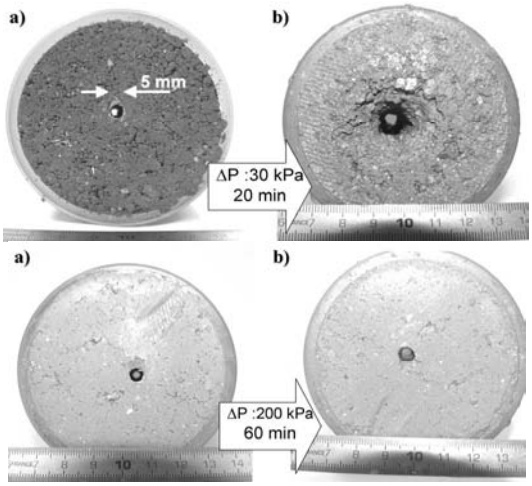


FIGURE 8: RÉSULTATS TYPIQUE D'HET. (EN HAUT) LIMON NON TRAITÉ AVANT ET APRÈS ESSAI (DIFFÉRENCE DE PRESSION DE 30KPA PENDANT 20 MINUTES) (EN BAS) LIMON TRAITÉ (7 JOURS DE CURE) AVANT ET APRÈS ESSAI (DIFFÉRENCE DE PRESSION DE 200KPA PENDANT 60 MINUTES)

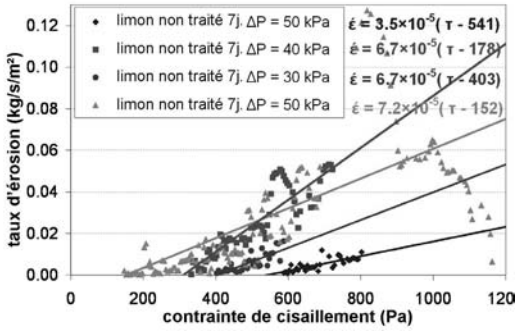


FIGURE 9: RÉSULTATS D'HET SUR DES ÉCHANTILLONS LIMONEUX APRÈS 7 JOURS DE MATURATION

Essai d'érosion de trou (HET : « Hole Erosion Test »)

Des observations typiques sont données à la Figure 8.

Des résultats d'essais d'érosion de trou sont présentés à figure 9 pour le limon non traité après 7 jours de maturation. Un comportement classique est observé avec une bonne répétitivité des essais. La contrainte de cisaillement critique est d'environ 400 Pa pour les échantillons non traités après 7 jours de maturation et environ 500 Pa pour les échantillons non traités après 90 jours de maturation. Pour l'argile après 7 jours de maturation, la contrainte de cisaillement critique est d'environ 1000 Pa. La dispersion relative des courbes est due à la taille des particules les plus grosses (6,3 mm) qui génère une érosion moins uniforme que pour les sols plus homogènes et fins habituellement testés avec HET.

Pour les échantillons de sol traités à la chaux, en dépit de la très forte différence de pression imposée au cours de l'essai, aucune érosion n'a été observée. Pour chaque échantillon de sol, la différence de pression a été augmentée palier par palier jusqu'à ce que la capacité maximale de l'appareil d'essai soit atteinte. À la fin de l'essai, les échantillons sont sollicités avec la différence de pression initiale. Dans tous les cas, le débit final passant par le trou dans tous les cas est équivalent au débit initial. En conséquence, cela confirme qu'il n'y a eu aucun élargissement du diamètre du trou. La contrainte de cisaillement hydraulique maximale appliquée aux échantillons de limon traité est de 1700 Pa. Dans le cas des échantillons en argile traitée et en réduisant la longueur de l'éprouvette à 50 mm, une contrainte de cisaillement de 4000 Pa a été appliquée à la surface du sol sans aucune érosion. Cela correspond à des contraintes de cisaillement près de 4 fois supérieures à la contrainte de cisaillement critique appliquée aux sols non traités. Elles sont, de plus, maintenues pendant plus de 60 minutes (un essai typique dure généralement une quinzaine de minutes).

Essai d'émiettage amélioré (ECT : « Enhanced Crumb Test »)

L'évolution de la géométrie des échantillons immergés dans l'eau est présentée aux figures 10 et 11.

Les échantillons en limon non traité s'effondrent en 15 minutes, tandis qu'aucune dégradation perceptible ne se produit sur les échantillons traités à la chaux, même après 45 heures d'immersion.

Les échantillons en argile non traitée sont moins sensibles et ne s'effondrent pas. Néanmoins, ils commencent à s'effriter à partir de la surface au bout d'environ 30 minutes. En ce qui concerne les échantillons traités à la chaux, aucun changement visuel n'est observé.

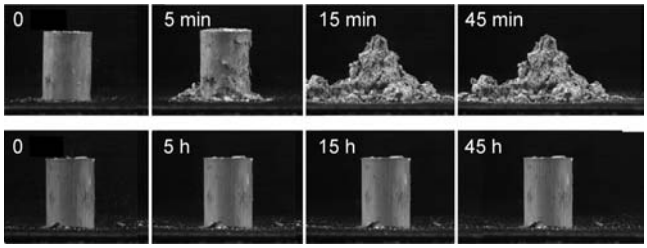


FIGURE 10: EVOLUTION DE LA GÉOMÉTRIE DES ÉCHANTILLONS LIMONEUX PENDANT UN ESSAI ECT (EN HAUT) LIMON NON-TRAITÉ (EN BAS) LIMON TRAITÉ À 7 JOURS DE CURE

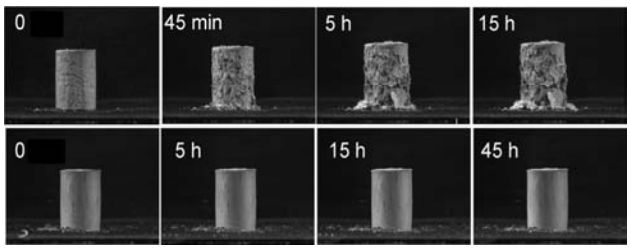


FIGURE 11: EVOLUTION DE LA GÉOMÉTRIE DES ÉCHANTILLONS ARGILEUX PENDANT UN ESSAI ECT (EN HAUT) ARGILE NON-TRAITÉE (EN BAS) ARGILE TRAITÉE À 7 JOURS DE CURE

Les figures 12 et 13 représentent la variation du volume des échantillons en fonction du temps. En raison des différences

d'ordre de grandeurs, les graphes sont en échelle log-log. Il existe des différences significatives dans le temps d'évolution et les amplitudes caractéristiques entre les sols traités à la chaux et ceux non traités. Pour le limon non traité, le volume final est environ 250% plus élevé que le volume initial et la forme finale est atteinte en 45 minutes Les résultats des essais pour 7 et 90 jours de maturation sont similaires. Pour les échantillons limoneux traités à la chaux, la variation de volume est inférieure à 4% à 7 jours de cure et inférieure à 2,5% à 90 jours de cure avec une forme finale atteinte après 24 heures. Pour les échantillons argileux, la différence est moins importante mais toujours très grande. Il y a 35% de variation de volume pour les échantillons de sol non traités contre 2% pour les plus de chaux traités.

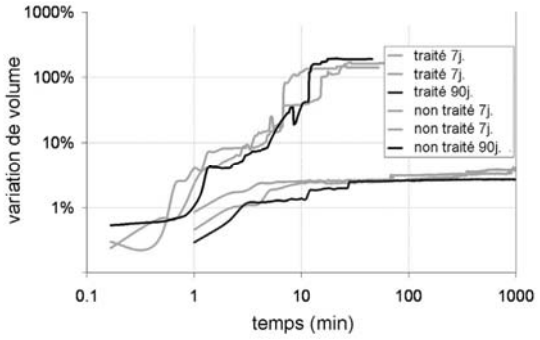


FIGURE 12: VARIATION DE VOLUME POUR LES ÉCHANTILLONS DE SOLS LIMONEUX DANS LES ESSAIS ECT

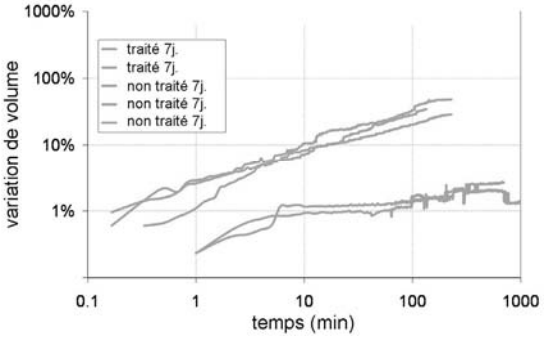


FIGURE 13: VARIATION DE VOLUME POUR LES ÉCHANTILLONS DE SOLS ARGILEUX DANS LES ESSAIS ECT

Conclusion

Trois méthodes d'essai ont été appliquées pour caractériser le comportement hydraulique des sols traités à la chaux. Les échantillons de sol ont été préparés au laboratoire dans des conditions bien contrôlées (homogénéité du mélange, teneur en eau, compactage température). Trois types d'essais ont été utilisés : l'essai d'érodimètre à jets mobile (MoJET « Mobile Jets Erosion Test ») qui permet de solliciter le sol avec des jets verticaux, l'essai d'érosion de trou (HET « Hole Erosion Test ») qui permet d'étudier l'agrandissement d'un canal d'écoulement et l'essai d'émiettage amélioré (ECT « Enhanced Crumb Test ») qui caractérise le potentiel de désagrégation du sol dans l'eau.

Les résultats des essais sur un limon et une argile ont montré une augmentation considérable sur tous les aspects de la résistance à l'érosion pour les sols traités à la chaux. L'augmentation de la résistance est maintenue au fil du temps (confirmé par des essais après 90 jours de cure sur le sol limoneux) et pendant des périodes de chargement de longue durée (les essais sur sols traités ont été poursuivis au moins 4 fois plus longtemps que les essais habituels). Les masses érodées à la surface (mesurées avec le MoJET) sont au moins 80 fois plus faibles pour les sols traits. Les contraintes de cisaillement critiques (mesurées par HET) des deux sols traités sont au moins 4 fois supérieures à celles des matériaux non traités. Enfin les sols traités sont devenus presque insensibles à l'eau, sans efforts mécaniques (résultats du ECT).

Références

[1] ASTM D6572, 2006, "Standard Test Method for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test" *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 04.08, ASTM International, West Conshohocken, PA, pp. 1-5.

[2] Haghighi I. (2012). Characterization of erosion and dispersion: development of test methods and practical applications, *PhD Université de Paris-Est,* 192 pages.

[3] Haghighi I., Chevalier C., Duc M., Reiffsteck P., Guédon S, (2013) Improvement of Hole Erosion Test and Results on Reference Soils, *J. Geotech. and Geoenviron. Eng,.* 139(2), pp. 330-339

[4] Haghighi I. Martin T. Reiffsteck P. Chevalier C. (2012) An "Enhanced Crumb Test" for better characterizing water sensitivity of soils, *6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France*.

[5] Hanson G.J., (1993). Soil erodibility testing, *US Patent* N° 5,243,850 5 pages.

[6] Henensal P. Duchatel F. (1990). L'érodimètre à jets mobiles, *Bull. Lab. Ponts et Chaussées*, 167: 47-53

[7] Pham T.L. (2008). Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide, *PhD ENPC*, 232 pages.

[8] Reiffsteck P. Haghighi I. Chevalier C. (2012) Erodibility diagnostic of existing hydraulic earthworks by Mobile Jets Erosion Test, *6th International Conference on Scour and Erosion, Paris, France*.

[9] Wan C.F. Fell R., (2004). Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams, *Journal of Geotech. and Geoenv. Eng.*, 30(4) pp. 373-380

La digue expérimentale du CER de Rouen : un ouvrage hydraulique en vraie grandeur en sol traité à la chaux

The experimental dike of the CER of Rouen: a true scale hydraulic structure with a lime treated soil

I. Charles[1], G. Herrier[2], C. Chevalier[3], E. Durand[4]

[1] CETE Normandie Centre/CER, Le Grand Quevilly (France), isabelle.charles@developpement-durable.gouv.fr
[2] Lhoist Recherche et Développement, Nivelles (Belgique), gontran.herrier@lhoist.com
[3] IFSTTAR/GER, Paris (France), christophe.chevalier@ifsttar.fr
[4] CETE Normandie Centre/LRB, Blois (France), edouard.durand@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Suite aux résultats de laboratoire acquis lors des programmes de recherche du Groupe Lhoist visant à développer le traitement des sols à la chaux aux ouvrages hydrauliques (digues, canaux …), la phase d'expérimentation en vraie grandeur a débuté en septembre 2011 via la réalisation de deux digues expérimentales sur le site du CER de Rouen.

L'ouvrage principal est conçu en limon de faible plasticité traité à la chaux. Des procédés spécifiques de traitement et de mise en œuvre ont été décidés à partir de résultats expérimentaux précédemment acquis. Ainsi, un dosage de 2,5 % de chaux a été adopté et l'addition d'eau pour porter le matériau en conditions humides. Le second remblai est construit en limon non traité afin de comparer le comportement des deux ouvrages et du même matériau dont les caractéristiques sont améliorées par l'ajout de chaux en conditions spécifiques.

La digue en limon traité a un profil en travers asymétrique (pentes de 3/2 et 2/1). Sa longueur est égale à 30 m, sa largeur à 4 m en crête et sa hauteur à 1,80 m. La structure est virtuellement divisée en 3 casiers destinés à des mesures 28 jours, 6 mois et un an après la construction et ainsi évaluer la progression des propriétés et performances du matériau et de l'ouvrage.

Le but majeur est de corroborer les résultats de laboratoire acquis au cours des programmes antérieurs menés par le Groupe Lhoist. Les autres objectifs sont : évaluer l'homogénéité et la précision des procédés de traitement à la chaux et de mise en place du sol, comparer le comportement global des ouvrages, mesurer les propriétés hydrauliques et mécaniques à différentes échéances. Des mesures in situ et sur échantillons prélevés ont été réalisées. Une station météo est installée pour pouvoir relier certains phénomènes rencontrés à la pluviométrie et aux variations de température.

Abstract

Following the laboratory results acquired during Lhoist Group research programs to develop lime treatment in hydraulic structures (dyke, waterways ...), two full-scale experimental dykes have been constructed in September 2011 in the CER (Rouen, France).

The main structure was constructed with a low plasticity silty soil treated with lime. Specific methods of treatment and implementation have been determined from the experimental data previously acquired. Thus, a 2.5% lime amount and addition of water to bring the material in wet conditions were selected. The second embankment was built with the same silty soil but untreated to compare the structures behaviour and to study the improvement of the soil properties by the addition of lime in specific conditions.

The lime treated structure is asymmetric with a slope of 3/2 in one side and 2/1 on the other side. The dimensions of this dyke are 30 m long, 4 m wide at the crest and 1.80 m high. The embankment is divided into three parts corresponding to three experimental curing times (28, 90 and 365 days).

The main purpose is to confirm the laboratory results obtained during the previous programs carried out by Lhoist Group. The other objectives are : to assess the consistency of lime treatment processes and implementation of the soil, to compare the overall behaviour of the two structures, to measure hydraulic and mechanical properties at various curing times by in-situ measurements and in laboratory on cored specimens. The structure is instrumented with temperature and water content sensors to monitor these parameters continuously. A weather station was also installed near the dyke.

Introduction

Le traitement à la chaux des sols est une technique bien connue et largement utilisée pour l'amélioration des sols et la stabilisation des infrastructures (routes, autoroutes, aéroports, chemins de fer) [9]. L'utilisation de sols traités à la chaux dans le contexte hydraulique est moins connue, du moins en Europe, et les structures existantes montrant la pertinence de cette application sont assez rares. Cependant, plusieurs avantages du traitement à la chaux pour la construction ou la réparation de structures hydrauliques ont été signalés dans le passé [3] : assurer la tenue du matériau à l'eau (le sol traité à la chaux ne redevient pas de la boue), prévenir les fuites et résister à l'érosion, réduire les phénomènes de retrait et de gonflement des sols dont l'indice de plasticité est élevé.

Des exemples d'application de cette technique peuvent être trouvés depuis les années 1970, à travers les Etats-Unis et l'Australie, cités par plusieurs autorités et bureaux américains et australiens sur des restaurations ou des renforcements de constructions hydrauliques. [1] [2] [3] [4] [8] [10] [11] [12]. Le canal d'irrigation Friant-Kern en Californie est sans doute le meilleur témoin de la pertinence et de l'efficacité du traitement des sols à la chaux pour un usage hydraulique.

En 2005, le Groupe Lhoist, producteur de chaux, a lancé une série d'importants programmes de recherche afin d'identifier les conditions et les procédures de traitement à la chaux et la mise en œuvre des sols dans les travaux de constructions hydrauliques. L'étude a également cherché à établir les propriétés pertinentes des matériaux pour leur utilisation dans les structures en terre en contact avec de l'eau [5]. À l'échelle du laboratoire, à l'aide d'une procédure de mise en oeuvre spécifique décrite dans le document, le traitement à la chaux des sols conduit à une augmentation de la résistance à l'érosion interne et externe, à l'augmentation des valeurs de cohésion et à la réduction des risques de retrait/gonflement des sols grâce au déplacement de la limite de retrait après traitement à la chaux. Enfin, le niveau initial de perméabilité du sol naturel est demeuré inchangé lorsque le sol a été traité à l'état humide et compacté avec un compacteur à pieds dameurs [6].

Suite à cette série de données, la prochaine étape était de construire une structure expérimentale à grande échelle avec les trois objectifs suivants:

1. démontrer la faisabilité des procédures spécifiques de traitement à la chaux et de mise en oeuvre à l'échelle industrielle, en utilisant une station de traitement mobile dédiée et un équipement conventionnel de terrassement
2. corréler les observations de laboratoire sur les propriétés des sols traités à la chaux à l'échelle réelle
3. évaluer les bénéfices du traitement à la chaux en termes d'amélioration mécanique et de comportement hydraulique au fil du temps par rapport au sol non traité.

II Matériaux, équipements et méthodes

II.1 Caractéristiques du sol choisi

Un sol limoneux de faible indice de plasticité a été utilisé pour la construction des digues expérimentales sèches. Ce sol a été importé de Marche-les-Dames (Belgique). Ses principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.

TABLEAU 1: CARACTERISTIQUES D'IDENTIFICATION DU LIMON DE MARCHE-LES-DAMES (BELGIQUE)

Fraction argileuse (<2 µm) (%)	Fraction limoneuse (2-50 µm) (%)	Passant au tamis de 80 µm (%)	Valeur de bleu de méthylène (g/100g)	Indice de plasticité (%)	Teneur en eau (%)
12	82	99.5	2.50	7 à 8	17.9

Un crumb-test, réalisé selon la norme ASTM D 6572-06 sur un échantillon de ce sol compacté, a montré qualitativement son caractère dispersif, a priori inadapté une utilisation dans un contexte hydraulique. Un sol dispersif est défini comme facilement et rapidement dispersé dans l'eau (défloculation), sans aucune intervention mécanique. Ces matériaux ont généralement tendance à se rétracter, à gonfler et à avoir une faible résistance à l'érosion et une faible perméabilité s'ils restent en l'état.

Outre l'amélioration de la maniabilité facilitant la mise en oeuvre et l'amélioration des propriétés mécaniques à moyen terme, le traitement à la chaux est connu pour contrôler la dispersion des particules du sol due à l'échange cationique et aux effets de floculation et d'agglomération [8], [2].

II.2 Etudes préliminaires de traitement du limon

La chaux utilisée pour les essais sur sol traité est une chaux vive classée CL 90-Q selon la norme EN 459-1 fournie par Lhoist et contenant 90,9% de CaO disponible et une réactivité (t_{60}) de 3,3 minutes.

Le point de fixation de la chaux sur le sol, déterminé selon le test de Eades et Grim (ASTM D6276-99a), est compris entre 1,5 et 2%. Une dose légèrement supérieure à 2,5% a été choisie pour assurer l'amplification de la résistance mécanique à long terme. Les changements induits par le traitement à la chaux sur le comportement au compactage du sol sont illustrés à la Figure 1. La teneur en eau du sol non traité compacté à l'Optimum Proctor (ρ_{dOPN} = 1,82 t/m³) est w_{OPN} = 14,5%. Il est établi que le traitement à la chaux conduit à une augmentation de la teneur en eau Optimum Proctor, w_{OPN} et à une réduction de la masse volumique maximale sèche, ρ_{dOPN} : les caractéristiques de compactage du sol limoneux de Marche-les-Dames traité avec 2.5 % de chaux vive sont ρ_d = 1,73 t/m³ à w_{OPN} = 17,8%.

II.3 Opérations de mélange et de compactage

La perméabilité à l'eau d'une structure hydraulique en terre doit être gérée pendant la construction. La perméabilité doit

être suffisamment faible pour minimiser la perte d'eau par le fond et les côtés de la structure. Les résultats du programme de recherche ‘‘Sotredi’’ du Groupe Lhoist [7] ont montré qu’avec un traitement et des conditions de mise en oeuvre particuliers, le coefficient de perméabilité pour un sol limoneux traité avec 2 à 3 % de chaux vive était de l'ordre de 5.10^{-9} m/s à 1.10^{-10} m/s et restait stable dans le temps. [5]
Pour la construction du remblai expérimental à grande échelle, les conditions de mise en oeuvre et les processus les plus bénéfiques afin de produire la plus faible perméabilité pour les matériaux compactés traités à la chaux ont été déterminés comme suit :

- une fois le limon et la chaux mélangés, le matériau final doit être humide. Dans le cas du limon de Marche-les-Dames cela signifie que de l'eau doit être ajoutée pour obtenir une teneur en eau finale du sol traité supérieure à 18%.

- le compactage doit être effectué avec des opérations de pétrissage (compacteur à pieds de mouton). L'objectif de densification est d’atteindre au moins en moyenne 95% de la masse volumique maximale sèche (1,73 t/m³).

Le matériel utilisé pour le traitement à la chaux est une centrale mobile de traitement de sol qui permet de contrôler précisément la dose de chaux par un pesage en continu du sol passant, ainsi que la régularité de la teneur en eau du matériau, par ajout d’eau directement dans le mélangeur. La mouture du sol traité est très fine et comprise entre 0 et 20 mm.
Le matériel de compactage est un compacteur type VP5 à pieds de mouton selon la norme française NF P 98-736 (Figure 4B).

III Conception des structures expérimentales

III.1 Digue en limon traité

La plus grande des deux digues expérimentales a été construite avec le sol limoneux de Marche-les-Dames (Belgique) traité à 2.5 % de chaux. Ainsi, environ 1000 tonnes de sol ont été amenées sur le site du CER (Centre de Recherche et d'Expérimentation) près de Rouen (France).
Les dimensions de la digue sont de 28,2 m de long et 10,3 m de large à la base, 21 m de long et 4 m de large au sommet (Figures 2a et 2b, vue du dessus et coupe longitudinale). La hauteur finale de la structure est de 1,8 m avec des talus de pentes différentes, 3/2 et 2/1 (horizontal/vertical), obtenues par taillage après le compactage de l’ensemble des couches (Figure 3, coupe transversale).
La digue est virtuellement divisée en 3 sections de 5 m de long, correspondant à trois campagnes d’essais successives, à 28 jours, 180 jours et 1 an de cure du traitement (Figure 2a).

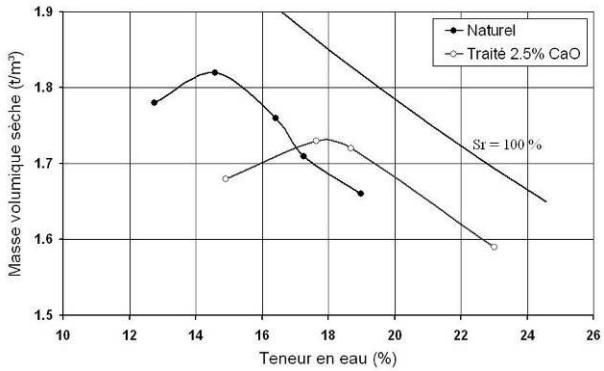


FIGURE 1: COURBES PROCTOR NORMAL DU SOL DE MARCHE-LES-DAMES, BRUT ET TRAITÉ À 2,5% DE CHAUX.

Les rampes d'accès ont été construites avec un autre limon afin de réserver le sol de Marche-les-Dames pour le coeur de la digue. Une zone de transition de 3 m en sol traité à la chaux permet d'assurer la vitesse constante du compacteur sur les zones de mesure.
Le traitement à 2,5% de chaux avec une addition contrôlée d'eau dans le malaxeur mobile, a produit un matériau granuleux fin, dont la teneur en eau est au-dessus de l’Optimum Proctor. Ce matériau traité a été transporté directement sur le chantier, puis repris par une pelle pour la mise en œuvre des couches de 45 cm d'épaisseurs avant compactage. Le compactage est effectué avec un compacteur à pieds dameurs en 6 passes à une vitesse de 3 km/h, produisant une épaisseur finale de 30 cm pour chaque couche. Enfin, le remblai a été construit en 6 couches (Figure 2 et Figure 3). Des photographies de chaque étape peuvent être visualisées à la Figure 4.

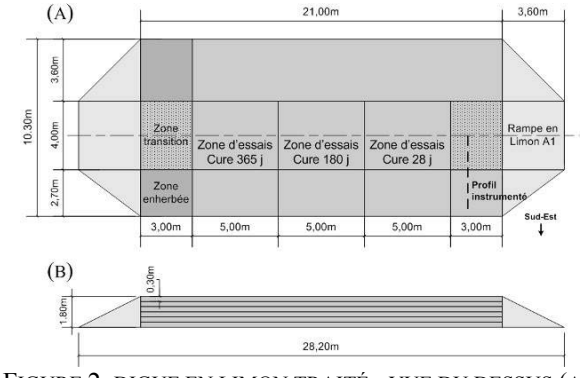


FIGURE 2: DIGUE EN LIMON TRAITÉ - VUE DU DESSUS (A), COUPE LONGITUDINALE (B).

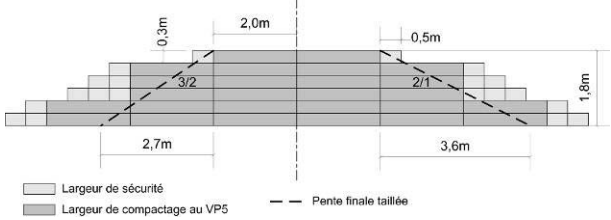


FIGURE 3: DIGUE EN LIMON TRAITÉ - COUPE TRANSVERSALE.

Le sommet de la digue est divisé longitudinalement en 2 parties, un côté est réservé pour des mesures de propriétés géomécaniques telles que la densité, la teneur en eau, la capacité portante, le module avec le pressiomètre, la collecte d'échantillons pour des essais triaxiaux et des essais d'érosion interne (HET). L'autre côté est réservé pour des mesures de perméabilité. Les mesures *in situ* d'érosion de surface sont effectuées sur le talus de pente 3/2.

III.2 Digue construite avec le limon naturel (non traité)

Le deuxième remblai, plus petit, a été construit en utilisant le même limon, mais sans traitement à la chaux. La structure se compose de 3 couches ayant une hauteur de 30 cm compactés. La longueur totale et la largeur à la base sont respectivement de 13,6 m et 5,6 m. La crête est de 10 m de long et 2 m de large. Les pentes des talus sont aussi asymétriques (2/1 et 3/2).

Le matériau a été mis en oeuvre dans le même état de teneur en eau initial que la digue traitée à la chaux et a été compacté en utilisant le même équipement à pieds de mouton. Le niveau de compactage visé correspond à 95% de la masse volumique moyenne sèche à l'Optimum Proctor et à l'état naturel (ρ_{dOPN} = 1,82 t/m³). Une section de mesure unique est prévue car les propriétés du matériau peuvent être considérées comme inchangées au fil du temps. Les mêmes mesures que sur la digue traitées à la chaux ont été prévues.

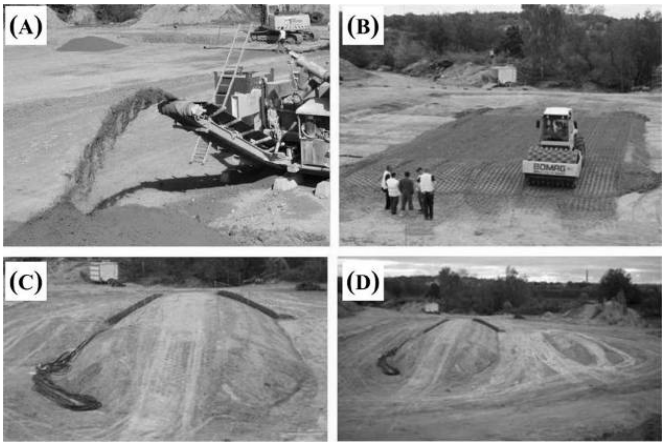


FIGURE 4: PRODUCTION DU MATÉRIAU TRAITÉ (A), COMPACTAGE (B), DIGUE EN LIMON TRAITÉ (C), VUE GLOBALE DES DEUX DIGUES (D).

IV Résultats

IV.1 Efficacité des procédures de mélange et de construction

Digue construite en sol traité à la chaux

Les objectifs de traitement et de mise en oeuvre sont de produire un matériau traité à 2,5% de chaux, avec une teneur en eau supérieure à la teneur de l'Optimum Proctor Normal et de compacter ce matériau par pétrissage afin d'atteindre l'objectif de densification au moins égale à 95% de la densité à l'OPN. Le Tableau 2 présente les valeurs de mesures réalisées sur plusieurs couches au cours de la construction et sur la couche finale après arasement de la surface (teneur en eau, dosage en chaux, niveau de compactage).

Les teneurs mesurées de chaux et d'eau et les écarts-types calculés montrent le niveau élevé d'homogénéité du sol traité et donc la qualité de la production à l'aide de l'atelier mobile. Les objectifs en termes de teneur en eau, de traficabilité et de densité sont atteints. Cette dernière valeur est supérieure à 95% de la densité sèche maximale mesurée selon l'essai Proctor Standard dans toutes les couches.

TABLEAU 2: MESURES EFFECTUÉES SUR LA DIGUE TRAITÉ À LA CHAUX APRÈS LA MISE EN ŒUVRE

	Teneur en eau (%)	Taux de chaux (%)	Taux de compactage (% ρ_{dOPN})
Objectif	>17.8 % (w_{OPN})	2.5	≥ 95 %
Moyenne	**19.4** ($w-w_{OPN}$=1.6 %)	**2.5**	**96.7** (couches 2-4-6) **98.5** (couche finale arasée)
Nb. de mesures	118	6	18 (couches 2-4-6) 24 (couche finale arasée)
Ecart-type	0.72	0.19	1.1 (couches 2-4-6) 1.1 (couche finale arasée)

La question de l'homogénéité du sol traité est toujours soulevée lorsque le traitement à la chaux est proposé pour les ouvrages hydrauliques. En effet, ce paramètre est étroitement lié au gradient de perméabilité. La question est cruciale, car un gradient de perméabilité imprévu peut entraîner des flux localisés anormaux. Cette hypothèse a deux origines possibles. D'une part, il est toujours très difficile d'obtenir des sols homogènes en génie civil, nonobstant la question du traitement. En outre, les traitements antérieurs (à la chaux ou autres) n'ont probablement pas pris en compte l'importance de ce paramètre. Par conséquent, ils peuvent avoir été réalisés avec des méthodes inappropriées et des contrôles inadéquats, ce qui conduit à la conclusion que le traitement lui-même rend impossible l'obtention d'un matériau suffisamment homogène. Ce test grandeur nature a montré la faisabilité de l'utilisation du procédé à l'échelle industrielle et les avantages du traitement de sol dans une centrale, ce qui garantit un excellent niveau d'homogénéité.

Digue en limon non traité

Afin de comparer les propriétés de la structure traitée à la chaux et leur évolution au fil du temps, le deuxième remblai expérimental a été construit en utilisant le même sol et les mêmes méthodes de construction, mais sans traitement à la chaux. Les propriétés mesurées sur la digue en limon non traité sont rapportées dans le Tableau 3.

TABLEAU 3: MESURES EFFECTUÉES SUR LA DIGUE NON TRAITÉE APRÈS LA MISE EN ŒUVRE

	Teneur en eau (%)	Taux de compactage (% ρ_{dOPN})
Objectif	>14.6 % (w_{OPN})	≥ 95 %
Moyenne	**17.0** ($w-w_{OPN}$=2.5 %)	**96.8**
Nb. de mesures	24	5
Ecart-type	0.59	0.7

IV.2 Performances mécaniques

Les propriétés mécaniques des matériaux des remblais ont été mesurées *in situ* par des mesures pressiométriques et à l'aide d'essais triaxiaux sur des échantillons carottés. Les carottes ont été obtenues en utilisant une sondeuse du CETE NC (LR Blois) sur chenilles en caoutchouc et à l'aide d'un carottier Triplex. L'utilisation de ce matériel permet l'extraction d'éprouvettes directement dans une gaine en PVC translucide. Deux diamètres de carottage ont été utilisés, 116 et 80 mm.

L'essai pressiométrique (Menard) est un essai de chargement statique effectué par expansion d'une sonde cylindrique souple introduite dans un forage vertical.

Les valeurs indiquées dans le Tableau 4 ont été obtenues lors des deux premières campagnes d'essais, soit 28 jours et 6 mois après la construction des digues expérimentales.

TABLEAU 4: PARAMÈTRES MESURÉS AU PRESSIOMÈTRE.

Structure	Période de mesure	Pf* (MPa)	Pl* (MPa)	EM (MPa)	EM/Pl*
Non traitée	28 jours	0.15	0.25	1.6	6.5
	6 mois	0.15	0.36	2.0	5.5
Traitée	28 jours	2.53	3.77	38.6	10.2
	6 mois	2.51	4.23	52.7	12.5

Le Tableau 5 répertorie les résultats d'essais triaxiaux sur les prélèvements faits 1 et 6 mois après la construction. L'augmentation de la résistance et de la cohésion est mise en évidence à travers ces dernières mesures.

TABLEAU 5: RÉSULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX (CD).

Structure	Période de prélèvement	c' (kPa)	ϕ' (°)
ligue non traitée	28 jours	≅ 0 (<10)	34.6
Digue traitée	28 jours	76 (essai apr. 75j)	39.2
	6 mois	102 (essai apr. 195j)	39.2

Les valeurs pressiométriques indiquent, comparées au sol naturel sous-consolidé ($5< E_M/P_l^* <8$), que le traitement à la chaux après la construction produit une augmentation de la résistance ce qui rend le sol normalement consolidé (E_M/P_l^* =10) à légèrement sur-consolidé (E_M/P_l^* =12.5).

Parallèlement, les essais triaxiaux ont identifié le sol naturel non traité comme non ou peu cohésif (la cohésion nulle est une valeur arbitraire car le sol est non-cimenté), alors que la cohésion du limon traité est passée de 76 kPa, lors de l'essai réalisé après 75 jours de cure, à 102 kPa après 195 jours.

IV.3 Niveau de perméabilité et de résistance à l'érosion

Les mesures de perméabilité *in situ* et en laboratoire ont été enregistrées en utilisant plusieurs méthodes. Deux méthodes *in situ* ont été utilisées. Tout d'abord, en utilisant un double packer muni d'une crépine de 60 cm (Figure 5A) afin de réaliser un essai de type Nasberg à charge variable à des profondeurs de -0.6 m et -1.5 m. Pour cet essai, une étape de saturation de plusieurs heures a été appliquée sous une charge hydraulique de 1,5 m. La mesure a été faite en suivant la baisse du niveau d'eau en fonction du temps. La seconde méthode *in situ* utilisée est aussi de type Nasberg avec un tuyau crépiné installé dans un forage de 60 mm de diamètre, d'une profondeur de 0,90 m. La tête du tuyau sort de la surface et est recouverte par un couvercle qui n'est pas en contact avec le tube (Figure 5B).

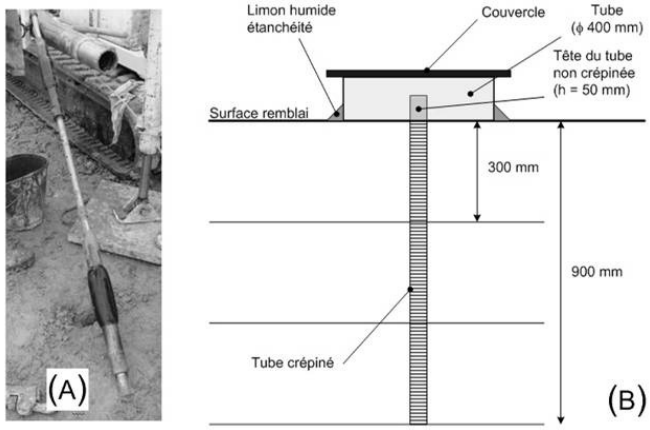


FIGURE 5: ESSAIS NASBERG - SONDE DOUBLE-PACKER (A), SCHÉMA DE L'ESSAI AVEC UN TUBE CREPINE (B).

TABLEAU 6: VALEURS DE PERMÉABILITÉ

	Limon non traité	Limon traité	
Temps de cure	28 jours	28 jours	6 mois
Essais *in situ* Sonde-2 packers		$7,7.10^{-10}$ m/s	$2,0.10^{-9}$ m/s
Tube crépiné	$3,2.10^{-9}$ m/s	$1,2.10^{-9}$ m/s	
Sur carottes : Triaxial (CD)	$1,1.10^{-9}$ m/s	$2,8.10^{-9}$ m/s	$1,0.10^{-9}$ m/s

Enfin, la perméabilité verticale a également été mesurée lors d'essais triaxiaux dans des conditions saturées. Le Tableau 6 présente les valeurs de perméabilité mesurées sur les deux structures expérimentales au cours des campagnes d'essais à 28 jours et 6 mois de traitement.

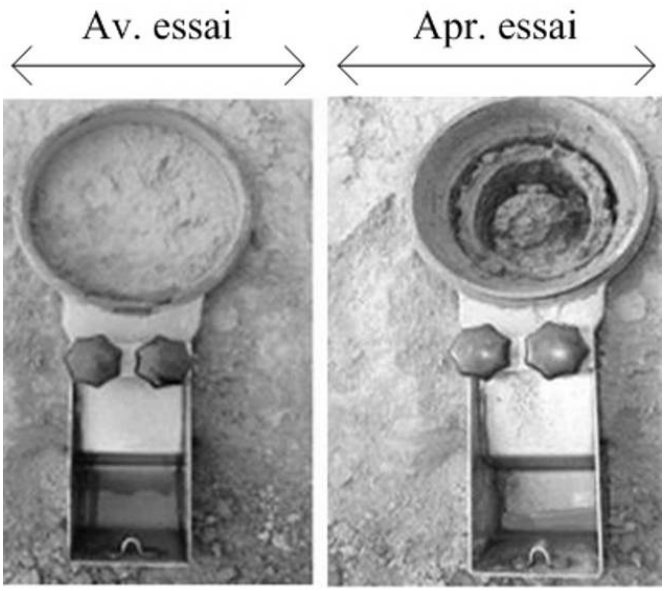


FIGURE 6: ESSAIS MOJET SUR LE SOL NON TRAITÉ, PARAMÈTRES USUELS (DÉBIT 0.6 L/MIN)

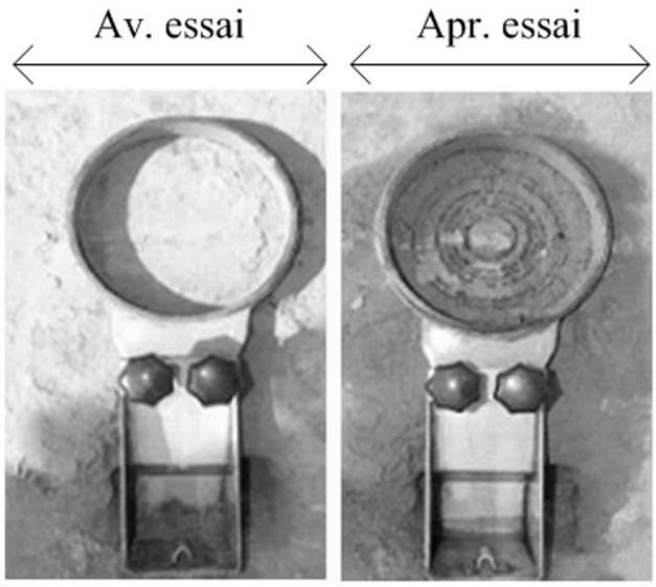


FIGURE 7: ESSAIS MOJET SUR LE LIMON TRAITÉ, PROTOCOLE MODIFIÉ (DÉBIT 2 L/MIN)

Des perméabilités très faibles ont été obtenues pour les deux structures. Les ordres de grandeur similaires permettent de considérer que le traitement à la chaux produit des niveaux de perméabilité équivalents à ceux du sol naturel si les méthodes de traitement et de mise en œuvre spécifiques sont appliquées.

Enfin, les valeurs de perméabilité horizontales *in situ* montrent que le compactage à l'aide d'un rouleau à pieds de mouton peut garantir une bonne interpénétration des couches successives, en évitant les mouvements d'eau à travers les interfaces.

Les études sur l'érosion ont été menées par l'IFSTTAR et l'Irstea. L'interprétation des résultats des essais d'érosion de trou (HET) met en évidence une augmentation significative de la contrainte critique avec le traitement à la chaux. 30 jours après la construction, la valeur a été multipliée par 7, de l'ordre de 180 Pa à plus de 1200 Pa.

La même tendance est observée pour les essais *in situ* au MoJet (Jets mobiles) sur les pentes des digues. La quantité de sol récupéré après le test est divisée par 25 avec un débit normal de 600 ml/min pendant 15 min et par 12,5 avec un protocole modifié, soit 5 min avec un débit de 2 l/min. La Figure 6 et la Figure 7 montrent des exemples de l'état des surfaces testées avant et après essai avec le MoJet.

Le crumb-test amélioré montre aussi un gonflement réduit des échantillons traités à la chaux immergés dans l'eau et pas d'effondrement sous la pression hydraulique.

Conclusion

Deux digues sèches expérimentales ont été construites en limon en Septembre 2011, la première avec ce matériau traité à 2,5% de chaux vive et la seconde sans traitement. Des procédures spécifiques pour le traitement de la chaux, le mélange du sol et le compactage constituent une méthodologie d'utilisation de la chaux dans la construction ou la restauration de structures hydrauliques en terre.

Des résultats pertinents ont été enregistrés reflétant le niveau élevé d'homogénéité de la production du matériau traité à la chaux, la réalisation des objectifs de teneur en eau et de densité, l'augmentation des paramètres de performance mécanique mesurés un mois et six mois après la construction et la préservation de la faible perméabilité hydraulique. La dernière campagne de mesure sera réalisée un an après la construction des structures expérimentales.

Cette expérience montre que le traitement à la chaux est une technique qui non seulement améliore les propriétés immédiates pour réutiliser les matériaux humides ou inadaptés, mais contribue également à produire des matériaux cohésifs et résistant à l'érosion, offrant des propriétés souhaitables pour une utilisation dans le domaine des structures en terre hydrauliques.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier les équipes du CER, du LR Blois et de l'IFSTTAR pour leur participation à la réussite de cette expérience. L'aide de M. Tamer Ozturk pour les études en laboratoire et son soutien au cours de la construction a été grandement apprécié.

Références

[1] ANCOLD (1978) - *Bulletin of the Australian National Committee On Large Dams*, Issue N° 51, pp.55

[2] Fleming R.L., Sills G.L., Stewart E.S. (1992). *Lime stabilization of levee slopes.* Proc. of the 2nd interagency symposium on stabilisation of soils and other materials, Metairie, Louisiana, pp 79-87.
[3] Gutschick K.A. (1978). *Lime stabilization under hydraulic conditions*, 4th lime congress, Hershey (PA), pp. 1-20.
[4] Gutschick K.A. (1985). *Canal lining stabilization proves successful*, Pit & Quarry, pp. 58-60.
[5] Herrier G., Lelong V., Lesueur D., Puiatti D., Cuisinier O., Auriol J.C., Haghighi I., Chevalier C., Bonelli S. (2012). *Le traitement des sols à la chaux : une technologie prometteuse pour les ouvrages hydrauliques*, Revue Française de Géotechnique (soumis).
[6] Herrier G., Lesueur D., Puiatti D., Auriol J.C., Chevalier C., Haghighi I., Cuisinier O., Bonelli S., Fry J.J. (2012). *Lime treated materials for embankment and hardfill dam*, ICOLD 2012, International Symposium On Dams For A Changing World, Kyoto, 5-8 juin 2012.
[7] Herrier G., Lelong V., Lesueur D., Puiatti D., Schoenmakers B., *Traitement des sols à la chaux pour ouvrages hydrauliques*, Final Report of the SOTREDI Research Program (Soil Treatment for Dikes), Lhoist Ed., Limelette (Belgique), pp.103.
[8] Knodel P. C. (1987). *Lime in canal and dam stabilization*, U.S. Bureau of Reclamation, Report No GR-87-10, pp.21.
[9] Little D.L. (1995). *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime*, Kendall/Hunt Publishing Company, Dubuque (Iowa).
[10] Perry J.P. (1977) - Lime treatment of dams constructed with dispersive clay soil, Transactions of the ASAE, Vol. 20: pp. 1093-1099.
[11] Stapledon D., MacGregor P., Bell G., Fell R. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams,* Taylor & Francis
[12] USBR, *Earth Manual*, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1998, pp.349.

Mots-Clés

Traitement à la chaux, résistance, érosion, perméabilité, conception de digue

Le sol traité à la chaux : un matériau résistant à l'érosion pour les ouvrages hydrauliques

The lime treated soil: an erosion resistant material for hydraulic structures

G. Herrier[1], C. Chevalier[2], M. Froumentin[3], S. Bonelli[4], J.-J. Fry[5]

[1] Lhoist Recherche et Développement, Nivelles (Belgique), gontran.herrier@lhoist.com
[2] Université Paris-Est, IFSTTAR, Département GER, Paris, christophe.chevalier@ifsttar.fr
[3] CETE Normandie Centre / CER, Le Grand Quevilly, michel.froumentin@developpement-durable.gouv.fr
[4] Irstea, Aix-en-Provence, stephane.bonelli@irstea.fr
[5] Electricité de France, Centre d'Ingénierie Hydraulique, Le Bourget du Lac, jean-jacques.fry@edf.fr

Résumé

Cet article présente des résultats acquis lors du récent programme de recherche SOTREDI "SOil TREatment for DIkes", mené par le Groupe Lhoist en collaboration avec plusieurs centres de recherche et universités.
Le traitement des sols à la chaux est un procédé qui améliore la maniabilité des matériaux limono-argileux, et leur confère des propriétés mécaniques après compactage. Les avantages de cette technique sont surtout connus dans les terrassements et sont mises à profit pour la construction des remblais routiers, autoroutiers, ferroviaires, les plates-formes industrielles… Cependant, peu d'éléments sont disponibles sur le comportement des sols traités à la chaux en contexte hydraulique.
Au cours d'une première phase de recherche, il a été montré que les sols traités à la chaux peuvent atteindre des niveaux de perméabilité très faibles, équivalents à ceux des sols non-traités, moyennant des conditions de préparation et de mise en place spécifiques.
Des essais industriels en vraie grandeur ont montré la faisabilité de ce procédé, moyennant l'utilisation d'une centrale de malaxage (fixe ou mobile), et le compactage du matériau par pétrissage (pieds dameurs). En suivant ce protocole, une digue expérimentale a été réalisée en septembre 2011, afin de valider les performances du matériau et du massif. Les schémas constructifs, les objectifs et les résultats obtenus sur cet ouvrage sont présentés dans un autre article (I. Charles, CER).
Dans une seconde partie de projet, les effets du traitement à la chaux des sols ont été évalués par rapports aux mécanismes de rupture. Ont ainsi été mis en évidence :
- l'augmentation de la limite de retrait des sols argileux après traitement ;
- la disparition du caractère initialement dispersif d'un sol par la chaux ;
- l'amélioration des valeurs des paramètres relatifs à l'érosion, notamment la contrainte critique.

En parallèle, la durabilité des matériaux traités peut être observée à travers le retour d'expérience fourni par plusieurs ouvrages, dont le plus documenté est le Canal de Friant-Kern (Californie), dont la rénovation au moyen du traitement à la chaux date d'il y a plus de 35 ans.

Abstract

This paper deals with the recent research results obtained through SOTREDI research project, "SOil TREatment for DIkes" undertaken by the Lhoist Group, in collaboration with several research centers and universities.
Lime-treatment of soils is a process that improves the workability of clayey materials and imparts them strong mechanical properties after compaction. These benefits are well-known and are used extensively worldwide for the construction of embankments for roads, highways, railways, industrial platforms… However, little is known about the way lime-treated soils behave in the context of hydraulic structures.
In a first part of the project, it was demonstrated that lime-treated soils could reach permeability levels equivalent to those of untreated materials, if right preparation and placement conditions are applied.
Full-scale trials showed the feasibility of the procedure at the industrial level, thanks to the use of a mixing plant (stationary or mobile) and kneading compaction. Following this procedure, a real-scale dike was built in September 2011, to validate the performance of the material and the structure. The objectives, principles and results acquired from this work are the subject of a companion paper by I. Charles (CER).
In a second part of the project, the effects of the lime-treatment are evaluated against various failure mechanisms,

in particular internal or external erosion. Such elements are highlighted :
- increase of the shrinkage limit of soils after lime treatment
- disappearance of the initial dispersive behavior of a soil, thanks to lime ;
- improvement of erosion parameters (critical stress)

In parallel, the durability of lime-treatment can be observed on structures from the past, the best-referenced example is the Friant-Kern irrigation Canal in California, more than 35 years after renovation with lime treatment.

Mots-clés : traitement à la chaux, résistance à l'érosion, perméabilité, durabilité, conception de digue

I. Introduction

Le traitement des sols à la chaux est une technique largement utilisée pour leur amélioration et stabilisation, à destination des infrastructures routières, autoroutières, ferroviaires, ou encore les plates-formes. [1,2] Si l'emploi de la chaux pour les infrastructures de transport est bien référencé, cependant ses principes demeurent rarement appliqués dans un contexte hydraulique en Europe.

Durant le Symposium "TREMTI" (Treatment and REtreatment of Materials for Transportation Infrastructures") qui s'est tenu à Paris en 2005, aucune communication en rapport avec la valorisation des sols pour les ouvrages hydrauliques en terre n'est parvenue. Une explication de ce constat réside dans le présupposé suivant : l'abaissement de la densité sèche du sol constaté à l'issue du traitement, est significative d'une augmentation de sa porosité et de là pourrait induire une augmentation de la perméabilité des matériaux. Néanmoins, la chaux a été utilisée depuis cinq décennies pour améliorer et réutiliser les sols dans les levées, les barrages en terre, les digues, principalement aux Etats-Unis et en Australie [3-11]. Le traitement des sols à la chaux est cité pour solutionner des problèmes d'érosion due aux sols dispersifs, de prévenir les phénomènes de retrait et gonflement des sols très plastiques, et de là stabiliser les pentes. Même si les propriétés mécaniques (cohésion, résistance…) et hydrauliques (perméabilité, résistance à l'érosion…) de ces structures n'ont pas été mesurées, l'utilisation de la chaux est apparue efficace dans ces contextes.

Ces quelques retours d'expérience et la nécessité d'évaluer une série de propriétés encore inconnues et pertinentes des sols traités à la chaux, a conduit le Groupe Lhoist, un producteur de chaux à l'échelle internationale, à initier en 2005 le programme de recherche SOTREDI : "SOil TREatment for DIkes". Le but de ce projet était d'investiguer les avantages que peut procurer le traitement à la chaux des matériaux, de mesurer et décrire les propriétés acquises et exploitables pour une application hydraulique. Les connaissances acquises via ce projet de recherche, réalisé en collaboration avec des Instituts de Recherche et Universités reconnus, font l'objet de ce document.

II. Partie expérimentale

II.1. Matériaux

Les chaux utilisées pour les études de traitement sont une Proviacal DD, chaux vive calcique CL-90 Q conforme à la norme EN 459-1, contenant 90.9 % de CaO disponible, et de réactivité t_{60} = 3.3 minutes, ainsi qu'une chaux hydratée (CL-90 S).

Six sols fins différents ont été utilisés, possédant des indices de plasticité variables, depuis un sol limoneux (IP=8) jusqu'à un sol très argileux (IP=37), pour mener à bien les essais cités dans le Tableau 1.

II.2. Perméabilité

La construction d'un ouvrage hydraulique en terre implique la maîtrise de sa perméabilité à l'eau, qui doit être la plus réduite possible afin de limiter les entrées d'eau via le pied de l'ouvrage ou les pentes. Dans la littérature, peu d'études ayant pour sujet la perméabilité à l'eau des sols traités à la chaux sont référencées, et elles proposent des résultats ou conclusions contradictoires. De plus, l'idée préconçue est la suivante : « la perméabilité d'un sol augmente après un traitement à la chaux, à cause de l'abaissement de la densité sèche qui y est associé ».

L'Ifsttar a réalisé une étude expérimentale de l'influence du traitement à la chaux et de la méthode de compactage d'un sol limoneux (Moulin de Laffaux, Tableau 1) sur sa perméabilité.

Deux teneurs en eau différentes au compactage ont été choisies : la première est proche de l'humidité à la densité OPN (w_{OPN}), tandis que la seconde correspond à un niveau humide équivalent à 1,2 fois cette valeur (w_h). Les sols non-traités, traité à 2 et 3 % de chaux vive, et traité à 2,65 % de chaux hydratée, ont été compactés selon deux méthodes :
- le compactage dynamique Proctor "classique", avec comme objectif de densité 95 % de $\rho_{d,OPN}$;
- le compactage par pétrissage, appliqué via un outil spécifique qui simule l'action d'un compacteur à pieds dameurs (Figure 1a) [12]. Cet outil permet de respecter les critères géométriques et les caractéristiques de surface produites par un compacteur à pieds dameurs de type Caterpillar 825C:
- le rapport de la surface de la bille du compacteur et la surface réellement compactée (ratio = 3.7),
- le rapport entre l'épaisseur d'une couche compactée et la hauteur d'un pied dameur (ratio = 1.5).

Les échantillons ont été compactés à la même densité finale que dans le cas du compactage dynamique Proctor. Dans le cas du sol limoneux non traité, les références à l'OPN (ρ_d et w) sont identiques pour les deux méthodes de compactage, tandis que le pétrissage amène un déplacement de la teneur en eau OPN vers des niveaux d'humidité plus élevés.

Les essais de perméabilité ont été réalisés au LRPC d'Angers, selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-11. Les échantillons sont directement compactés dans les perméamètres (Figure 1c). Lors du compactage par pétrissage, l'outil est appliqué 8 fois sur le sol avec un mouvement giratoire, avec une pression égale à 1,25 MPa. L'échantillon est obtenu après compactage en 3 couches d'environ 4 cm d'épaisseur. Les mesures de perméabilité ont été réalisées respectivement après 28 jours de cure à la teneur en eau de compactage, après 28 jours de cure suivis de 2 mois et 5 mois d'immersion respectivement ; en d'autres termes, 3 mois et 6 mois après la confection des échantillons pour les 2 dernières modalités. Les constatations suivantes ont pu être établies d'après les valeurs mesurées :

- le compactage par pétrissage amène les valeurs de perméabilité (k) les plus basses pour un matériau donné ;
- pour un matériau donné avec une méthode de compactage fixée, l'état humide donne également les valeurs de k les plus faibles ;
- les valeurs de perméabilité du sol traité à la chaux, à l'état humide et compacté par méthode Proctor, sont compris dans un intervalle de 5.10^{-8} à 10^{-9} m/s ;
- le compactage par pétrissage du sol traité à la chaux à l'état w_h, mène à des valeurs de k inférieures à 5.10^{-9} m/s, même inférieures à 10^{-10} m/s dans certains cas.

TABLEAU 1: LISTE DES ESSAIS ET MATERIAUX.

Essai	Provenance du sol	Granulométrie	I_P (%)	Classification selon la norme NF P 11-300	W_{OPN} (%)	$P_{d,OPN}$ (g/cm³)
Perméabilité, compressibilité	Moulin de Laffaux (F)	Fraction argileuse (<2µm) : 23 % Fraction silteuse (2 à 50 µm) : 59 % Fines (<80µm) : 88 %	12.7	A2	15.8	1.81
Oedomètre	Héricourt (F)	Fraction argileuse (<2µm) : 75 % Fines (<80µm) : 94 %	37	A3	27.5	1.45
Cisaillement	Soumagne (B) Marche-les-Dames (B)	Fines (<80µm) : 98 %	16 11	A2 A1		
HET	Camargue (F)	Fraction argileuse (<2µm) : 30 % Fines (<80µm) : 95 %	11	A1		
MoJET	Héricourt (F)	Fines (<80µm) : 67 %	11	A1		



FIGURE 1: OUTIL DE COMPACTAGE PAR PETRISSAGE POUR LES ESSAIS DE LABORATOIRE (A), SIMULANT UN COMPACTAGE PAR PIEDS DAMEURS (B) ; PERMÉAMÈTRE (C).

Les valeurs de perméabilité restent constantes avec le temps, quelle que soit l'application de la charge hydraulique (constante ou variable). Ceci indique que la perméabilité finale des matériaux est déjà atteinte après 1 mois (cure en conditions d'humidité initiale du matériau). Les conditions préférentielles pour atteindre des niveaux de perméabilité très faibles d'un matériau traité à la chaux (dosage : 2 à 3 %) peuvent dès lors être énoncées comme suit : (i) teneur en eau élevée, correspondant à l'état w_h, et (ii) compactage par pétrissage (pieds dameurs). Ces résultats peuvent être expliqués par la porosimétrie par intrusion de mercure, qui illustre les modifications de la structure porale des sols traités

(Figure 2). Les pores les plus larges (>3µm) et de taille intermédiaire (entre 3000 Å et 3µm) peuvent être considérés comme responsables de l'écoulement de l'eau. Après traitement à la chaux, une troisième classe de pores plus petits apparaît (<3000 Å). Dans le cas d'un traitement à l'état humide et d'un compactage par pétrissage, la quantité de pores > 3µm est fortement réduite en faveur des pores de tailles plus petites, qui n'affectent pas la perméabilité (Figure 2). En conclusion, en ce qui concerne la maîtrise de la perméabilité, la méthode de mise en place du sol traité à la chaux et plus importante que la densité finale de celui-ci [13].

II.3. Comportement mécanique des sols traités à la chaux

Compressibilité

Des essais de compression isotrope ont été effectués sur le même sol que celui ayant subi les essais de perméabilité (Figure 3). La déformation volumique de l'échantillon non-traité est fonction de logarithme de la contrainte isotrope (log p'), ce qui signifie que la limite élastique est inférieure à la plus petite contrainte isotrope appliquée, soit 50 kPa. Pour le limon traité, la courbe reliant ε_v et log p' montre deux pentes, séparées par une limite élastique comprise entre 400 et 500 kPa.

Des essais oedométriques ont également été menés à l'Université Libre de Bruxelles (ULB) sur le sol argileux d'Héricourt (Tableau 1), non-traité et 72 heures après un traitement à 5 % de chaux vive (dosage correspondant au point de fixation de la chaux). Les observations suivantes ont été relevées : l'indice de gonflement est divisé par un facteur 5 à 10 après traitement (C_s compris entre 0,005 and 0,010), la limite élastique (p'_s) est également multipliée par un facteur 5 à 10 (valeurs de p'_s entre 490 et 660 kPa dans le cas de l'échantillon traité à la chaux). L'indice de compressibilité est similaire pour les 2 séries.

Résistance au cisaillement

Les mesures de résistance au cisaillement peuvent quantifier l'amélioration de la stabilité mécanique des remblais grâce au traitement. Les résultats suivants ont été acquis à l'ULB sur deux sols limoneux belges (Soumagne et Marche-les-Dames), traités à 3 % de chaux vive [14]. Des essais triaxiaux consolidés non-drainés ont été réalisés sur des échantillons de 3,6 cm de diamètre et 7,2 cm de hauteur, saturés avant l'essai. Les paramètres du premier sol non-traité (sol de Soumagne) sont c'= 5,8 kPa and φ'= 37,4°. Les valeurs obtenues après traitement et à différents temps de cure sont illustrées à la Figure 4. L'angle de frottement reste stable avec le temps, tandis que la cohésion augmente significativement : après 2 ans, la valeur c' est multipliée par 25. Des résultats similaires ont été obtenus sur le sol de Marche-les-Dames (IP=11), qui montre une valeur de c' de 500 kPa, à une échéance de 450 jours après traitement. La gamme de valeurs de cohésion mesurées est bien au-delà des contraintes rencontrées sur les digues et autres petits ouvrages hydrauliques.

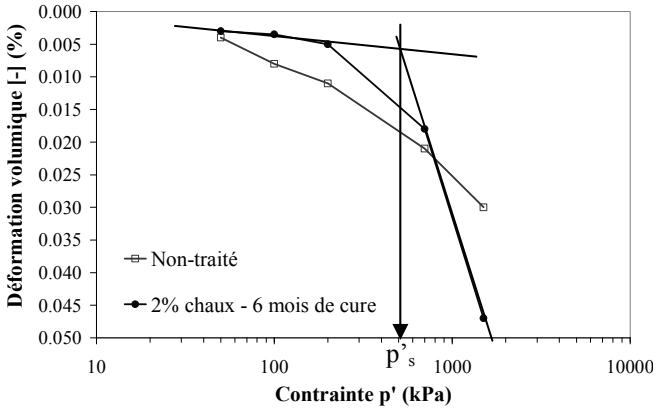


FIGURE 3 : COMPRESSION ISOTROPE DU SOL NON-TRAITÉ ET TRAITE A LA CHAUX (SOL LIMONEUX DU MOULIN DE LAFFAUX, IP=12,7 ; 6 MOIS DE CURE)

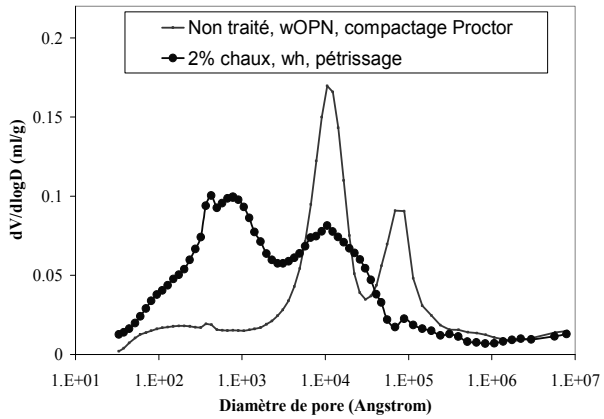


FIGURE 2 : COURBES DE POROSIMÉTRIE PAR INTRUSION DE MERCURE DU SOL NON-TRAITÉ (W_{OPN}, COMPACTAGE PROCTOR) ET TRAITÉ À LA CHAUX (W_H, PÉTRISSAGE). SOL LIMONEUX DU MOULIN DE LAFFAUX, IP=12,7).

Interprétation des essais mécaniques

Le sol traité à la chaux peut être considéré comme un matériau "cimenté", dans le sens où l'assemblage de particules est réalisé par les liaisons cohésives développées par l'action de la chaux. Ce nouvel assemblage possède également un nouveau seuil de résistance à la contrainte, valeur au-delà de laquelle l'assemblage est détruit et le comportement du matériau redevient similaire à celui d'un sol non-traité. Dans le cas des essais oedométriques et de compression isotrope, ce seuil n'est pas la contrainte de préconsolidation d'un sol fin naturel, mais de la limite élastique intrinsèque d'un matériau devenu très peu ductile, qui reflète la résistance des forces adhésives, des «cimentations» induites par le traitement. Cette augmentation de cohésion est également due aux réactions pouzzolaniques qui sont développées entre la chaux, les espèces siliceuses et alumineuses provenant des argiles, et l'eau, rendant le

matériau presque incompressible, et non sujet à des déformations lorsque soumis à des contraintes allant jusque plusieurs centaines de kPa.

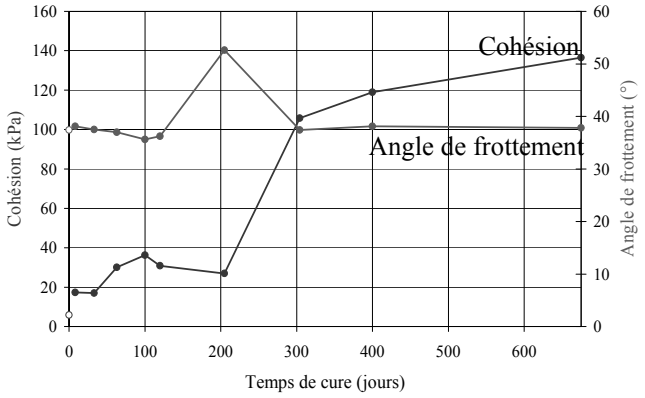


FIGURE 4 : EVOLUTION DES PARAMÈTRES DE RESISTANCE AU CISAILLEMENT AU COURS DU TEMPS (SOL LIMONEUX DE SOUMAGNE, BELGIQUE, IP=16). LES POINTS BLANCS À T=0 SONT LES PARAMÈTRES DU SOL NON TRAITÉ.

II.4. Sensibilité à l'eau et résistance à l'érosion

Dispersivité, gonflement et retrait

La norme américaine ASTM D 6572-06 ("crumb-test") a été appliquée pour montrer le caractère non-dispersif d'un sol limoneux traité à 2 et 3 % de chaux, initialement dispersif avant traitement (sol de Marche-les-Dames). Ce constat est encore visible 3 ans après le traitement. Un crumb-test amélioré (Enhanced Crumb-Test, ECT), a également été réalisé par l'Ifsttar [15,16]. Un échantillon cylindrique est découpé depuis une carotte de sol limoneux d'Héricourt, non-traité et traité à 2 % de chaux. Le cylindre non-traité s'écroule à l'issue de 15 minutes d'immersion dans l'eau déminéralisée, tandis qu'aucune dégradation de l'échantillon traité n'est constatée, même après 45 heures d'immersion (Figure 5).

Les changements de consistance des sols argileux en fonction de leur humidité, sont illustrés par des variations de volume de grande amplitude (gonflement et retrait). Des tests sur le sol argileux d'Héricourt (IP=37), ont montré que, après un traitement à 5 % de chaux vive, le gonflement linéaire total d'échantillons CBR conservés dans l'eau reste faible et est limité juste après l'immersion.

Dans le même temps, la capacité portante (essai CBR) atteint une valeur de 19 %, avec à titre de comparaison une valeur de 1,3 pour ce même sol argileux non traité.

Le retrait libre a également fait l'objet de mesures sur ce sol, selon la norme allemande DIN 18122-2. Le principe consiste en la préparation d'un disque de sol (7 cm de diamètre, 1 cm de hauteur) à une teneur en eau très élevée, avoisinant 110 % ; le retrait de l'échantillon est traduit par la mesure de la contraction du diamètre du disque, portée en fonction de la teneur en eau lorsque l'échantillon est laissé sécher à l'air libre et à température ambiante.

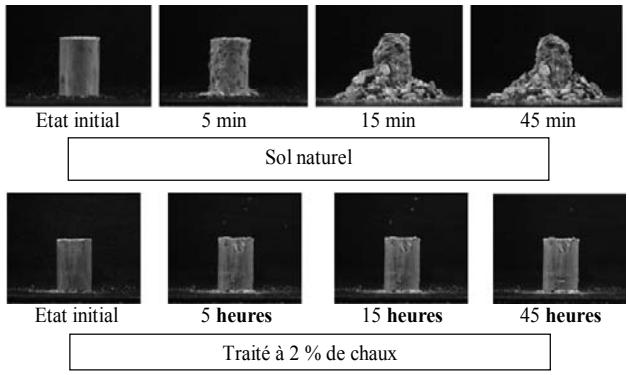


FIGURE 5 : CRUMB-TEST AMÉLIORÉ, REALISE SUR UN SOL LIMONEUX D'HÉRICOURT (IP=11) NON-TRAITÉ (AU-DESSUS, ECHELLE EN MINUTES) ET TRAITÉ À 2% DE CHAUX (EN-DESSOUS, ECHELLE EN HEURES).

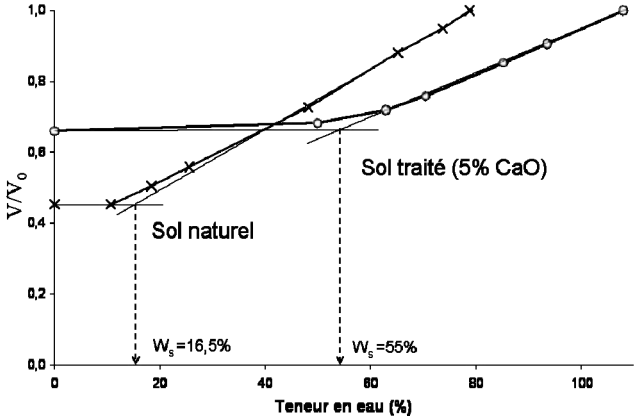


FIGURE 6 : COURBES DE RETRAIT LIBRE DU SOL ARGILEUX D'HÉRICOURT (IP=37).

La limite de retrait w_s est le point d'inflexion des 2 tangentes à la courbe de variation de volume (Figure 6). A cette teneur en eau, le retrait de l'échantillon atteint son amplitude maximale ; en-deçà de cette teneur w_s, on n'enregistre plus de variation de volume. En d'autres termes, le risque de retrait/gonflement existe si l'humidité du sol est supérieure à w_s. Le sol argileux d'Héricourt non-traité montre une limite de retrait évaluée à 16,5%, couplée à une forte variation volumique (plus de 50% de retrait). Traité à 5 % de chaux, ce sol voit sa limite de retrait déplacée vers des teneurs en eau élevées (w_s=55%), bien au-delà des conditions de mise en œuvre (proche de l'optimum Proctor), assurant la stabilité volumique du matériau.

Résistance à l'érosion

Dans le but d'évaluer l'impact d'un traitement à la chaux sur sa résistance à l'érosion, à la fois des essais d'érosion interne (érosion de conduit, HET) et externe (via l'érodimètre à jets

mobiles, MoJET) ont été effectués. L'essai HET a été appliqué à l'Irstea sur un limon argileux d'une digue de Camargue (Tableau 1).

A l'issue du traitement à 2 % de chaux vive et de 14 jours de cure, la contrainte critique d'érosion a été multipliée d'un facteur 20 par rapport au sol naturel, et le coefficient d'érosion divisé par 10 (Figure 7). L'appareil utilisé à ce moment n'a pas permis d'initier l'érosion sur le matériau traité et laissé 28 jours en cure. L'intérêt de cet essai d'érosion de conduit, dont l'interprétation est mécaniquement fondée, est de pouvoir également donner des ordres de grandeur de la vitesse d'écoulement. La Figure 8 montre la vitesse d'érosion en fonction de la vitesse d'écoulement : le seuil d'érosion du limon non traité est de 2 m/s. Le seuil d'érosion du limon traité après 14 jours de cure est supérieur à 10 m/s. Ce type de résultat est un élément essentiel du traitement de la rupture par érosion interne, première cause de rupture des ouvrages hydrauliques [17,18].

L'érosion de surface a également été évaluée au moyen de l'essai MoJET à l'Ifsttar. La procédure consiste à projeter six jets d'eau rotatifs perpendiculairement à l'échantillon de sol dont on veut mesurer l'érodabilité. Le protocole classique requiert un volume d'eau projeté de 600 ml par minute, puis de récupérer les particules de sol érodées et peser leur masse sèche. Sur un échantillon de limon d'Héricourt (67 % de particules < 80 µm, IP=11) traité à 2 % de chaux, et après 90 jours de cure, ce protocole a dû être modifié afin de porter le débit d'eau projeté à 2 litres par minute, le débit appliqué classiquement n'étant pas suffisant pour initier l'érosion. Néanmoins, cette augmentation du débit n'a pas permis d'arracher des particules de sol traité depuis la surface de l'échantillon ; tandis que les conditions identiques provoquent le détachement d'une masse de 500 g dans le cas du même sol non traité.

II.5. Apports du traitement à la chaux

Au-delà des aspects d'amélioration et de structuration du sol, des aspects de maniabilité des matériaux et d'augmentation de leur capacité portante bien connus dans le domaine de terrassements, les essais réalisés permettent d'évaluer les apports du traitement à la chaux des sols dans un contexte de construction ou de rénovation d'ouvrages hydrauliques, moyennant un protocole de traitement et de mise en place spécifiques :

- accroissement de la cohésion et du seuil de résistance à la contrainte ;
- diminution de la sensibilité au retrait et gonflement ;
- annulation du caractère dispersif des sols ;
- accroissement de la résistance à l'érosion interne et externe
- maintien du niveau de perméabilité équivalent à celui des sols naturels.

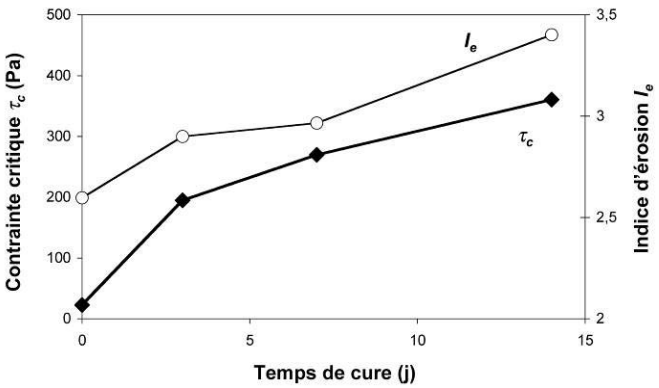


FIGURE 7 : INFLUENCE DU TEMPS DE CURE SUR LA CONTRAINTE CRITIQUE ET SUR L'INDICE D'ÉROSION D'UN LIMON ARGILEUX TRAITÉ À LA CHAUX.

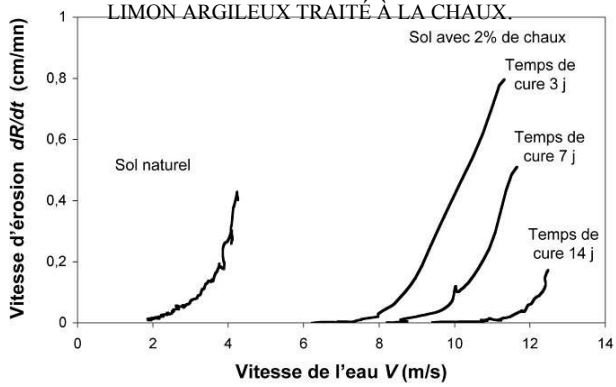


FIGURE 8 : VITESSE D'ÉROSION EN FONCTION DE LA VITESSE D'ÉCOULEMENT POUR UN LIMON ARGILEUX TRAITÉ À LA CHAUX À DIFFÉRENTS TEMPS DE CURE.

III. Applications passées et actuelles

Les ouvrages existants aux Etats-Unis sont autant de témoins de l'efficacité et de la durabilité de la solution traitement de sol à la chaux pour les applications hydrauliques. Le retour d'expérience montre que deux types de problématiques inhérentes aux sols ont été impliqués :

- les sols argileux très plastiques, expansifs, susceptibles de subir des changements de volume et des entrées d'eau via les fissurations, ainsi que des glissements ;
- les argiles limoneuses moins plastiques mais dispersives : moins cohésifs, ces sols sont sujets à l'érosion.

Le canal de Friant-Kern en Californie, rénové dans les années '70 avec des sols très plastiques traités à la chaux, est probablement un des meilleurs exemples du succès de cette solution en contexte hydraulique (Figure 9). Depuis sa construction (fin des années 1940), les talus en terre ont périodiquement subi des dégâts provenant de fissurations, glissements et basculements [19]. Les sections recouvertes de dalles de béton souffrent également de fissurations provoquées par le gonflement des sols argileux. Au cours des années 1970, le *Bureau of Reclamation* américain a

décidé de réhabiliter environ 8,5 km de sections endommagées en utilisant la technique du traitement à la chaux, appliqué au sol argileux collecté sur les pentes et le fond du canal [20,5-7]. Les performances relevées après 35 ans de service sont très éloquentes. Aucun glissement ou basculement n'a été observé depuis cette rénovation, et le matériau sol-chaux est celui nécessitant le moins d'entretien sur l'ouvrage. Avantage supplémentaire, à ajouter en plus de la bonne performance mécanique et hydraulique des sections traitées, incluant les matériaux situés en eau en permanence, surélévation de la digue est portée à 4 m sans modifier la largeur à la base, et ce en adoptant une pente plus forte.

IV. Applications potentielles pour les ouvrages hydrauliques, possibilités futures

IV.1. Matériaux

Les résultats acquis dans le cadre du programme de recherches SOTREDI indiquent qu'au moyen du traitement à

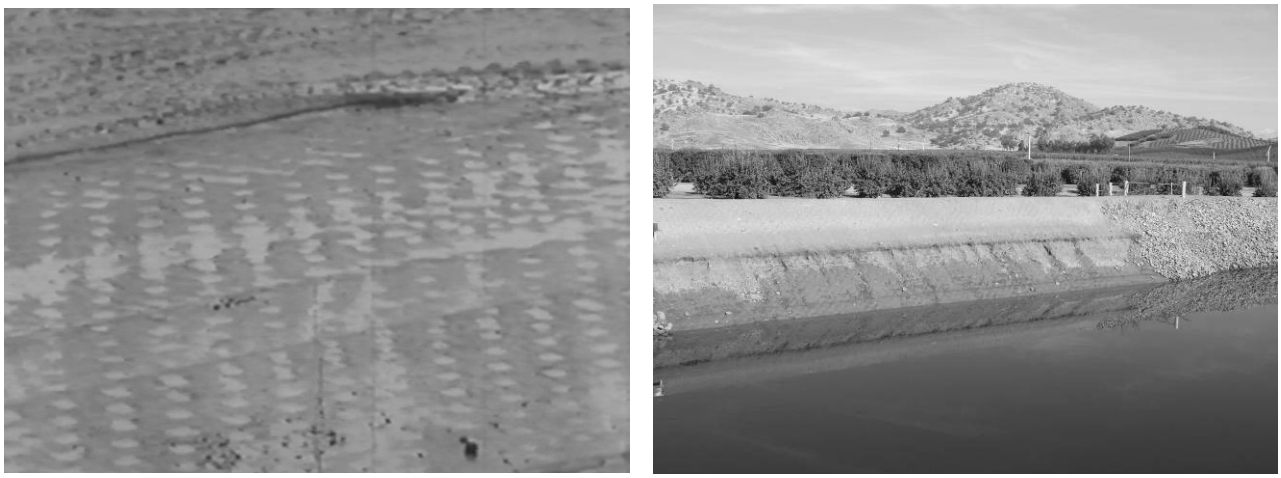


FIGURE 9 : PHOTOGRAPHIES DU CANAL DE FRIANT-KERN.
A GAUCHE : EMPRUNTES DES PIEDS DAMEURS REMPLIES D'EAU DANS LE FOND DU CANAL, 1 AN APRES LA MISE EN EAU (SOURCE : NATIONAL LIME ASSOCIATION) ; A DROITE : ETAT EN 2010, DURANT UNE OPÉRATION D'ENTRETIEN. JONCTION ENTRE UNE ZONE TRAITÉE A LA CHAUX ET NON-TRAITÉE RECOUVERTE D'ENROCHEMENT. UN PHÉNOMÈNE MINEUR D'ÉROSION EST VIVIBLE LE LONG DE LA LIGNE D'EAU, LE MAILLAGE DES PIEDS DAMEURS EST TOUJOURS VISIBLE 35 ANS APRES LES TRAVAUX.

cette technique a été répertoriée comme permettant de réduire les coûts de construction globaux.

Plus récemment, le réseau de digues du Mississippi de Ashton à Gale est un exemple d'utilisation actuelle du traitement à la chaux comme technique de renforcement. Plusieurs techniques sont considérées [21,11] :

- excaver le massif de digue dans son entièreté, le traiter à la chaux, ramener le matériau sur l'emplacement et le compacter en place ;
- excaver la partie supérieure du massif sur une épaisseur de 2 m minimum, mélanger le matériau à la chaux et le ramener sur le remblai, compacter en place ;
- l'injection d'une suspension de chaux / cendres volantes à travers la banquette de la digue. Il est à noter que la problématique de l'écotoxicité des cendres volantes et de sa composition constitue matière à débat.

Sur le réseau de digues de la Nouvelle Orléans, il a été décidé de surélever la hauteur des digues après le passage de l'ouragan Katrina [22,23]. La conception tient compte de l'amélioration mécanique due à l'addition de chaux, car la chaux, les propriétés et le comportement des matériaux peuvent assumer les 3 éléments-clés assurant la construction, la conception, la durabilité et la réduction des opérations de maintenance d'un ouvrage hydraulique en terre : un niveau de perméabilité faible, la stabilité mécanique et volumique, la résistance à l'érosion interne et externe.

L'homogénéité d'un sol traité constitue une problématique, dans le sens où il est nécessaire de limiter les gradients de perméabilité qui peuvent être à l'origine d'écoulements d'eau locaux et anormaux. De plus, la difficulté d'obtention d'un matériau homogène dans les opérations de Génie Civil est un souci permanent. La manière dont le traitement à la chaux s'est opéré dans le passé, via des méthodes et des équipements qui ne sont plus en concordance avec les recommandations actuelles (compactage par pétrissage d'un matériau traité en centrale, à l'état humide), a cependant permis la production de matériaux montrant une bonne performance et une évidente durabilité.

L'utilisation d'une centrale de malaxage mobile a prouvé la faisabilité de la procédure recommandée à l'échelle industrielle, qui permet un contrôle précis du dosage en

chaux, de l'humidité des matériaux via une addition d'eau contrôlée, de la finesse et de la régularité de la production de sol traité. La faisabilité de cette méthode a été démontrée en septembre 2011, durant la construction d'une digue expérimentale en vraie grandeur sur le site du CER de Rouen, en utilisant un sol limoneux peu plastique traité à 2,5 % de chaux vive. Ce sujet est abordé dans la publication de I. Charles au cours de ce présent colloque.

IV.2. Utilisations potentielles

En mettant à profit l'amélioration des propriétés mécaniques, la résistance à l'érosion et les niveaux de perméabilité conférés à un matériau limono-argileux, via l'application d'un traitement à la chaux selon les modalités décrites, il est possible d'envisager des utilisations futures dans un panel étendu d'applications hydrauliques. Le traitement à la chaux permet :

- de réutiliser les sols argileux très plastiques en digue ou en fondation de barrage, grâce à l'absence de tassement différentiel, de retrait, et en profitant de la stabilité ;
- la construction de remblais hydrauliques homogènes dans les pays chauds et les environnements secs, grâce à la réduction du risque de retrait-gonflement, la maniabilité accrue et le compactage facilité ;
- la construction d'éléments de structures hydrauliques résistants à l'érosion externe.

Conclusions

Le traitement à la chaux des sols est une technique mise en œuvre depuis les années 1970, pour la construction et la rénovation des ouvrages hydrauliques, principalement aux Etats-Unis et en Australie. Il semble que cette application ait été oubliée en Europe. La conception des digues, levées et autres ouvrages hydrauliques en terre ne peut cependant se faire qu'à la condition que la connaissance fine des propriétés adéquates des sols traités, ainsi que de leur évolution, soit établie.

Cet article décrit une partie des résultats obtenus à travers le programme de recherche SOTREDI, initié par Lhoist en collaboration avec des universités et instituts de recherche (Irstea, IFSTTAR, LRPC Angers, CER Rouen, Université Libre de Bruxelles). Une série de propriétés pertinentes des sols traité à la chaux, à la fois mécaniques, de stabilité, de perméabilité, de résistance à l'érosion…ont été observées, qui vont dans le sens du développement et de la maîtrise de cette technique, selon une méthodologie de traitement et de mise en place spécifique. Cette méthodologie a été mise en œuvre pour la construction d'une digue sèche expérimentale en limon traité à la chaux, dont les principes et les résultats sont présentés dans un article de I. Charles au cours de ce même colloque.

Références

[1] Little D.L. (1995). *Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime.* Dubuque (Iowa), Published by Kendall/Hunt Publishing Company

[2] GTS (2000). *LCPC-Setra Technical Guide : Soil treatment with lime and/or hydraulic binders : Application to the Construction of fills and capping layers.* LCPC Eds, Paris (France).

[3] Perry J.P. (1977). *Lime treatment of dams constructed with dispersive clay soil.* Transactions of the ASAE, Vol. 20: pp. 1093-1099.

[4] ANCOLD (1978). *Bulletin of the Australian National Committee On Large Dams.* Issue N° 51: 55p

[5] Gutschick K.A. (1978). *Lime stabilization under hydraulic conditions*. 4th lime congress, Hershey (PA): pp. 1-20.

[6] Gutschick K.A. (1985). *Canal lining stabilization proves successful.* Pit & Quarry: pp 58-60.

[7] Knodel P. C. (1987). *Lime in canal and dam stabilization.* U.S. Bureau of Reclamation, Report No GR-87-10: 21 p.

[8] Fleming R.L., Sills G.L., Stewart E.S. (1992). *Lime stabilization of levee slopes.* Proceedings of the second interagency symposium on stabilization of soils and other materials, Metairie , Louisiana: pp 79-87.

[9] USBR, U.S. Bureau of Reclamation (1998). *Earth Manual.* Denver CO: 349 p.

[10] Stapledon D., MacGregor P., Bell G., Fell R. (2005). *Geotechnical Engineering of Dams.* Taylor & Francis.

[11] US Army Corps of Engineers (2010). *Alton to Gale Organized Levee Districts, Illinois and Missouri.* (Continuing, Deficiency Corrections).

[12] Kouassi P. (1998). *Comportement des sols fins compactés : applications aux remblais et ouvrages en terre.* Ph.D. Thesis, University of Bordeaux, 185 p.

[13] Cuisinier O., Auriol J.-C., Le Borgne T., Deneele D. (2011). *Microstructure and hydraulic conductivity of a lime-treated silt.* Engineering Geology, 123, pp. 187–193.

[14] Verbrugge J.-C., De Bel R., Gomes Correia A., Duvigneaud P.-H., Herrier G. (2011). *Strength and micro observations on a lime treated silty soil.* Proceedings of the 2011 GeoHunan International Conference, in Road Materials and New Innovations in Pavement Engineering (GSP 223).

[15] Chevalier C., Haghighi I., Martin T., Reiffsteck P. (2011). *An "Enhanced Crumb Test" for better characterizing water effects on soils.* 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece.

[16] Pham T.L. (2008). *Erosion et dispersion des sols argileux par un fluide.* Ph.D. Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

[17] Benahmed, N., chevalier C., Bonelli, S. (2012). *Chapitre 5 - Erosion par écoulement localisé dans un conduit.* in Erosion des géomatériaux, Traité MIM série Risques Naturels, Hermès Science Publication, 37p.

[18] Bonelli S., Benahmed N. (2011). *Piping flow erosion in water retaining structures.* International Journal of Hydropower and Dams, Vol. 18, No 3, pp. 94-98.

[19] Garver L.L. (1987). *Canal repair techniques using lime-stabilized soil.* Lime for Environmental Uses, ASTM STP 391, K.A. Gutschick ED., Philadelphia: pp 115-120.

[20] Garver L.L. (1987). *Canal repair techniques using lime-stabilized soil.* Lime for Environmental Uses, ASTM STP 391, K.A. Gutschick ED., Philadelphia: pp 115-120.

[21] Lowe G.P. (2010). *Alton to Gale Organized Levee Districts, Illinois and Missouri.* Letter Report, Public Meeting, US Army Corps of Engineers, St. Louis District July 15, 2010, 18 p.

[22] Grissett S. (Oct. 25, 2010). *West Bank levee work could come at expense of east bank projects.* The Times – Picayune.

[23] Spaht S. (Nov. 1, 2010). *Corps applies due diligence using new technologies - Section of Miss. River Levee to be raised.*

Etude de coût des ouvrages de protection contre les inondations fluviales

Protection works against fluvial floods: cost study

M. Igigabel[1], V. Chaouch , M. El Fadili

[1] MEDDE, CETMEF, Technopôle Brest Iroise, Plouzané,
marc.igigabel@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Cette étude de coût repose sur le recueil et l'analyse des prix observés lors de travaux réalisés au cours des dix dernières années en France métropolitaine sur les ouvrages fluviaux (150 opérations recensées). La variété de ces ouvrages impose d'adopter une nomenclature en relation directe avec leurs formes générales (digue, protection de talus, soutènement, épi, bassin...). Cette typologie ainsi que la nomenclature des types d'intervention - définis par le croisement des composants affectés et des techniques utilisées - permettent une classification des opérations de travaux pour l'obtention de populations homogènes.

Les produits de sortie de l'analyse sont multiples : coûts linéaires sur des types d'intervention et coûts surfaciques, volumiques ou massiques sur les techniques employées. Cette approche plurielle permet de répondre d'une part au besoin de connaître les coûts globaux des opérations qui peuvent intégrer d'autres préoccupations que la seule protection contre les inondations et d'autre part de connaître la décomposition du coût d'une intervention, ce qui offre la possibilité de produire sur cette base des estimations pour une opération future. Ces investigations sont prolongées par deux études spécifiques sur les coûts des terrassements et des maçonneries, domaines dont la complexité ne pouvait être appréhendée par la méthodologie générale.

En préalable de l'exposé des résultats quantitatifs, l'étude [1] présente les ouvrages concernés, la méthodologie de l'étude et des considérations générales sur les coûts afin de donner au lecteur tous les repères nécessaires. Le présent article se limite à préciser les principaux éléments de méthodes et présente les coûts observés. Ceux-ci sont systématiquement exprimés par trois valeurs : basse, moyenne et haute retranscrites dans des tableaux synthétiques. Le lecteur soucieux de mieux se situer dans les fourchettes de prix pourra se référer à l'étude [1] où sont exposés les facteurs déterminants au travers d'une analyse détaillée.

Abstract

This cost study is based on the collection and the analysis of prices observed in contracts during the last ten years in metropolitan France on the river works (150 operations). The variety of these works imposes to adopt an analysis in direct relation with the general shapes of the structures : dike, bank protection, retaining structure, groyne, bassin. This typology, as well as the interventions types - defined by the crossing of the affected components and the techniques - allow a classification of the operations to obtain homogeneous populations.

The outputs of the analysis are multiple: linear costs for intervention types and surface, volume or mass costs for techniques. This plural approach allows on one hand to cope with the need to know the global costs of the operations which can integrate other concerns that the only flood protection and on the other hand to know the decomposition of the cost of an intervention, what offers the possibility of producing on this base estimations for a new operation. These investigations are extended by two specific studies on the costs of earth works and masonries, the complexity of which could not be addressed by the general methodology.

In prerequisite of the presentation of the quantitative results, the study [1] presents the structures, the methodology of the study and the general economic principles which emerge from the analysis to give to the reader all the necessary marks. The present article just specifies the main elements of methods and the observed costs that are systematically expressed by three values: low, average and high, displayed in synthetic boards. The reader worried of being better situated in price ranges can refer to the study [1] where the determining factors are presented through a detailed analysis.

Introduction

Le Commissariat Général au Développement Durable (CGDD) a engagé une démarche globale relative à l'analyse « coûts-bénéfices » dans le but de clarifier la prise de décision portant sur les aménagements d'ouvrages de protection contre les inondations.

La présente étude est le premier volet d'une trilogie « fleuve, littoral, montagne » qui porte sur le coût des techniques employées dans ces trois domaines. Ce corpus est complété par deux études « Analyse coûts-bénéfices » et « indicateurs de risques ».

Ouvrages étudiés

Cette étude ayant vocation à traiter des ouvrages de protection contre les inondations, nous excluons du champ de nos investigations les barrages dont la fonction principale est de créer une retenue d'eau permanente et les ouvrages liés aux canaux de navigation. La typologie des ouvrages que nous adopterons est la suivante :

- Digues,
- Perrés,
- Murs et ouvrages de soutènement,
- Épis,
- Bassins de rétention et d'infiltration.

Il est entendu cependant que dans la réalité, certains ouvrages sont hybrides et peuvent se réclamer de plusieurs types, notamment pour les digues, perrés, murs et ouvrages de soutènement.

Principes de l'analyse

Il est essentiel d'éclairer le lecteur sur la méthode appliquée pour l'obtention des résultats, car c'est le seul vrai moyen d'expliquer ce que les chiffres présentés recouvrent. Cette section présente donc successivement :

- la détermination des produits attendus de l'analyse,
- l'organisation des données d'entrée,
- les conventions adoptées pour le calcul de coûts unitaires : mode de calcul pour les différents matériaux, actualisation, expression hors taxe,
- les facteurs explicatifs des écarts de prix.

Détermination des produits de l'analyse

Une opération de travaux intègre souvent une préparation de terrain et des prestations liées à des fonctions autres que celle de protection contre les inondations. Il est donc important de connaître les coûts « tout compris » mais également les coûts liés à la seule technique considérée. Par ailleurs une opération comporte rarement la mise en œuvre d'un seul matériau. Pour évaluer correctement le coût d'une opération, il est donc nécessaire de connaître pour les principaux matériaux la façon dont leur prix peut varier, en fonction notamment des techniques mises en œuvre. Cette étude a permis de distinguer d'une part des matériaux dont le prix est peu fluctuant et d'autre part des matériaux dont la nature et le mode de traitement induisent d'importantes fluctuations. Ces derniers ont fait l'objet d'études supplémentaires.

Pour répondre à ces deux problématiques, l'étude a mis en œuvre des modes d'investigations multiples visant à obtenir les coûts relatifs :

- aux opérations de travaux sur le plan global (**première approche**),
- aux principales techniques (**seconde approche**).

Dans le cadre de la première approche, il est recherché un coût au mètre linéaire, éventuellement complété par un coût au mètre carré pour tenir compte de la hauteur sur laquelle se fait l'intervention. Le coût pris en compte pour cette estimation est le prix total.

Dans le cadre de la seconde approche, il est recherché un coût unitaire qui est propre à la technique considérée : coût à la tonne d'enrochement, coût au mètre cube de béton... Parfois un coût au mètre carré peut aussi être recherché, notamment dans le cas des parements ou des écrans. Ce coût unitaire intègre l'ensemble des éléments intrinsèquement liés à la technique. Cette seconde approche révèle que certains matériaux sont généralement employés suivant un mode de mise en œuvre variant relativement peu d'une opération à une autre. Il s'agit :

- **des palplanches et du béton,**
- dans une moindre mesure**, des enrochements, des matériaux de remplissage des gabions et du brut de minage.**

Schématiquement, ces matériaux sont produits, transportés et mis en œuvre sans qu'il y ait d'opérations particulières venant compliquer la lecture des coûts. Si l'on observe ces matériaux au travers de toutes les branches du génie civil, il apparaît que la nature et la qualité de ces matériaux employés peut varier sensiblement. Néanmoins, dans le cadre des ouvrages de protection contre les inondations, il ne s'agit généralement pas de matériaux requérant des propriétés exceptionnelles et, par conséquent, les coûts sont assez peu variables. Pour ces matériaux, fort heureusement, l'approche portant sur les dépenses liées aux techniques peut être limitée à une approche sur les matériaux.

D'autres matériaux, par contre, classés en premier abord pour des raisons pratiques sous une même appellation, regroupent en réalité des éléments de natures diverses et il apparaît également que leur emploi peut être très variable. Il s'agit :

- des **matériaux meubles et autres matériaux de terrassement** très utilisés dans les digues,

- des **maçonneries** très présentes sur les perrés et ouvrages de soutènement.

Deux études particulières ont donc été menées pour déterminer les coûts associés à ces matériaux suivant leurs natures et leurs emplois. Chacune de ces études a permis de déterminer la part que représentaient ces types de travaux par rapport au coût global et les coûts associés aux prestations spécifiques.

En ce qui concerne les **terrassements**, il apparaît que les matériaux meubles sont très utilisés dans les ouvrages les plus répandus, à savoir les digues et que, de plus, ils représentent la majeure partie du coût de ces ouvrages. Il a été constaté que :

- le coût du déblai et du remblai n'est pas le même pour un matériau donné,
- bien souvent, des matériaux non appropriés sont évacués et des matériaux sélectionnés sont importés.
- ces opérations d'évacuation et d'apport influent considérablement sur le coût global de l'opération...

En conséquence, pour mieux orienter le lecteur, il a été distingué :

- les matériaux manipulés lors des opérations de préparation de terrain : débroussaillage, décapage, déblais et l'évacuation des matériaux,
- les matériaux manipulés lors des opérations de remblais et d'aménagements de surface : les remblais avec des matériaux provenant du site, de zones d'emprunt ou de carrières, les géotextiles anti-contaminants ou biodégradables, la terre végétale et l'ensemencement.

Cette étude a été menée sur les digues et il a été vérifié *a posteriori* que les conclusions étaient aussi valables pour les autres types d'ouvrages.

En ce qui concerne les **maçonneries**, la conception des ouvrages peut être très variable et les traitements peuvent être très différents : construction avec matériaux fournis, reconstruction avec matériaux réemployés, rejointoiement, ragréage de cavités, injections de fissures.
Cette étude est menée sur les perrés et les ouvrages de soutènement qui sont les seuls types d'ouvrage pour lesquels des travaux de maçonnerie ont été recensés.

Organisation des données d'entrée

L'analyse repose sur une classification des interventions. Cette classification est effectuée par trois aiguillages :

- premier aiguillage suivant la typologie des ouvrages,
- deuxième aiguillage suivant les secteurs de l'ouvrage affectés par les travaux : corps, talus, pied de talus, crête,
- troisième aiguillage suivant les matériaux et les techniques : remblais, enrochement, béton...

Ces trois aiguillages orientent donc les opérations recensées vers des tableaux consacrés à un type d'intervention, tableaux dans lesquels chaque opération recensée occupe une ligne.

Le premier aiguillage dépend directement de la typologie des ouvrages.

Le second aiguillage sur les composants permet de regrouper par catégorie les types d'intervention que les ouvrages peuvent subir :

- lorsque l'opération intéresse l'ensemble de l'ouvrage, il s'agit de construction, de reconstruction ou de réfection affectant tous les composants de l'ouvrage,
- lorsque l'opération touche le corps de l'ouvrage, les talus, les pieds de talus ou la crête, il s'agit de réparer ou renforcer ces parties de l'ouvrage.

Le troisième aiguillage répond au fait que les interventions sur un composant d'un ouvrage donné peuvent être de plusieurs types car différents matériaux et différentes techniques peuvent être mises en œuvre. Ce troisième aiguillage donne lieu à des arbitrages car dans de nombreux cas, plusieurs techniques sont mises en œuvre mais seules certaines d'entre elles prennent une part significative dans le coût de l'opération. Pour réaliser cet arbitrage, les pourcentages de coûts correspondant à l'installation de chantier et aux différentes techniques ont été calculés, ce qui permet d'apprécier quels sont les postes principaux et d'arbitrer ainsi sur l'attribution d'une opération à un type d'intervention.

Conventions adoptées pour le calcul des coûts unitaires

Déterminer les coûts unitaires requiert un traitement rigoureux de l'information. Ci-après sont présentées les dispositions adoptées en ce sens.

Il doit être précisé tout d'abord que tous les prix sont exprimés en **euros et hors taxes**. Ils ont été actualisés provisoirement à la valeur de mars 2011. Quelle que soit la valeur recherchée, le degré d'incertitude sur les chiffres retenus est exprimé en donnant systématiquement **trois valeurs actualisées : basse, moyenne et haute**. L'analyse est menée dans le but de donner des fourchettes des coûts réellement observés, c'est à dire en n'écartant que très exceptionnellement des opérations dont le coût est nettement en dehors des valeurs généralement observées. Lorsque des écarts sensibles existent entre un minimum et un maximum, les facteurs explicatifs sont recherchés. Les tableaux de synthèse figurant dans le présent article mentionnent quelques uns de ces facteurs. Néanmoins la plupart sont retranscrits dans l'analyse détaillée de l'étude [1], donnant ainsi au lecteur des clefs pour apprécier plus précisément le coût de l'opération qui l'intéresse.

Il est important également de garder présent à l'esprit les **modes de calculs** utilisés afin d'avoir une compréhension juste des quantités auxquelles ils se réfèrent :

- Le coût des terrassements est indiqué comme un coût moyen pour tous les mouvements de matériaux en déblais et en remblais. Pour déterminer ce volume, il faut considérer l'ouvrage comme un système dans lequel entrent et sortent des matériaux. Le volume pris en compte n'est donc pas le volume de matériau présent *in fine* dans l'ouvrage. L'étude spécifique sur les terrassements précise la signification des coûts observés sur les diverses prestations couramment rencontrées,
- Les coûts à la tonne d'enrochements comprennent leur fourniture, leur transport et leur mise en œuvre,
- Pour les palplanches, le coût au mètre carré fait référence à tous les postes relatifs aux palplanches. Seul le prix d'amenée du matériel n'a pas été inclus mais il apparaît dans le prix d'installation de chantier qui a été relevé,
- Les coûts du béton sont « tout compris » : fourniture, transport, coffrage et mise en œuvre,
- Pour la maçonnerie, les coûts volumiques ou surfaciques peuvent comprendre des prestations très variées : réfection complète avec réutilisation ou sans réutilisation des matériaux, simple rejointoiement ou rejointoiement avec ragréage des cavités et injections de fissures. Dans le cas de la réfection, la surface concernée est naturellement prise en compte. Dans le cas du rejointoiement, qu'il s'accompagne ou non de ragréage ou d'injection, la surface de rejointoiement est prise en compte pour l'ensemble. L'étude spécifique sur les maçonneries précise la signification des coûts observés sur ces prestations très variées.

Les facteurs explicatifs des écarts de prix
L'analyse d'un vaste ensemble d'opérations nécessite une approche systématique à l'échelle de l'étude et par conséquent tous les facteurs intervenant dans la définition des coûts ne peuvent être pris en compte de manière exhaustive pour chaque type d'intervention. Cette section renseignera le lecteur sur ce qui a pu être intégré dans l'analyse et ce qui n'a pas pu l'être.

Les **facteurs explicites** de l'analyse sont les suivants :
Sur les coûts linéaires et surfaciques des ouvrages, les dimensions des ouvrages sont un facteur prépondérant. La recherche des dimensions des ouvrages a été menée de façon systématique et la relation du coût avec les dimensions est souvent apparue très clairement.

L'influence des contraintes hydrauliques a été recherchée au travers des choix de conception qui ont été faits, par exemple, le type et l'épaisseur des revêtements, la taille des blocs d'enrochement.

Les projets nécessitent souvent de créer des ouvrages hydrauliques ou d'intégrer d'autres usages, des infrastructures de transport et des réseaux notamment. Ces éléments ont été identifiés et un tri a été effectué dans la recherche du coût des techniques pour que ces ouvrages ne soient pas pris en compte à ce niveau. Par contre il a semblé pertinent de conserver le montant total dans le coût de l'opération globale pour refléter au mieux le coût total observé sur une opération de travaux.

La disponibilité des matériaux et l'accès au site sont des facteurs prépondérants sur les coûts volumiques et massiques des matériaux. Ces facteurs ont pu être recherchés d'une manière générale. De plus, l'étude des techniques et les analyses particulières menées sur les terrassements et les maçonneries apportent des éléments destinés à mieux appréhender ces coûts.

Cependant apparaissent dans l'étude des **facteurs implicites** :
Quels que soient les coûts unitaires considérés la nature du sol et les contraintes hydrauliques exercent une influence certaine dans le coût d'une opération. Dans l'absolu, la nature du sol et les contraintes hydrauliques conditionnent même souvent la nécessité de procéder à une intervention en mettant en œuvre une technique adaptée. Cependant ces facteurs n'ont pu être pris en compte que implicitement : l'impossibilité pour chaque opération recensée de connaître précisément les caractéristiques du sol et les contraintes hydrauliques ne permet pas en effet de déterminer leur influence sur les coûts. Le lecteur doit donc avoir apprécié par lui-même les dispositions techniques qui répondent à ces contraintes pour que la présente étude puisse l'aider à en préciser le coût.

Il faut être conscient également du fait que des facteurs purement économiques interviennent dans la définition des coûts sans que l'étude puisse prétendre les appréhender :

- le cadre économique général dans lequel s'est déroulée l'opération qui influence le coût final de l'ouvrage suivant les lois de l'offre et de la demande,
- l'optimisation les moyens et les fournitures qu'une entreprise de travaux peut dans certains cas réaliser en fonction de ses opérations en amont ou en aval du chantier considéré,
- les opportunités qu'une entreprise de travaux peut saisir en fonction des offres de ses fournisseurs.

L'utilisateur de cette étude, s'il souhaite obtenir des estimations plus précises, devra donc tenir compte de son environnement physique et économique.

Présentation synthétique des résultats

TABLEAU 1: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES DIGUES (HORS CRÊTES)

	Techniques employées	Coûts linéaires	Coûts surfaciques	Coûts volumiques	Coûts tonnage
Travaux de construction, reconstruction, réfection	Terrassement avec végétalisation ou avec matelas de gabion	190<360<680 (hauteurs comprises entre 2 et 4m)	22<38<49 (surface matelas de gabion)	2<5<9 (terrassement)	
	Terrassement avec enrochement	600<800<1000 (hauteurs comprises entre 1,5 et 5m)		1<5<10 (terrassement)	26<33<40 (enrochement)
		1000<1500<2000 (hauteurs comprises entre 5 et 8m)			
		2000<2500<3000 (hauteurs comprises entre 8 et 10m)			
Travaux sur le corps de l'ouvrage	Battage de palplanche	900<1850<2300	130<160<180 (surface palplanche)		
Travaux sur le talus	Terrassement et végétalisation	300<450<610		7<11<19 (terrassement)	
	Terrassement et végétalisation pour reprise ponctuelle de talus	20<36<60		4<9<15 (terrassement)	
	Enrochement et pose éventuelle d'un matelas de gabion (opérations effectuées sous perré maçonné)	220<760<1100 (hauteurs comprises entre 3,5 et 5m)	30 (matelas de gabion)		22<32<46 (enrochement)
	Terrassement et enrochement	220<1000<2000 (hauteurs comprises entre 3 et 6m, enrochement de 5 à 36T/ml)		6<9<15 (terrassement)	15<20<26 (enrochement)
Travaux sur le pied de talus	Brut de minage	250<640<1000 (longueur traitée comprise entre 100 et 1000m)			5<10<14 (brut de minage)
		1300<1900<2400 (longueur traitée inférieure à 100m)			
	Terrassement et enrochement	420<630<970 (entre 13 et 20T d'enrochement par ml)		8<11<13 (terrassement)	11<15<20 (enrochement)
	Gabion	500<1000<1500 (hauteur des gabions 2m)		140<170<200 (gabion)	
				20 (matériaux d'apport sélectionnés pour remblai)	
	Béton armé	660 (hauteur du soutènement 2m)	15 (béton projeté)	450 (volume béton armé)	
	Palplanche	1200<1500<1800	220<135<250 (linéaire traité compris entre 150 et 200m)		
			125<150<175 (linéaire traité compris entre 200m et 600m)		

TABLEAU 2: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES DIGUES (CRÊTES)

Travaux en crête	réfection piste type 1 (superficiel)	2<4<7	0,5<1<2		
	réfection piste type 2 (sur 10 à 15cm)	10<12<13	3<3,5<4		
	réfection piste type 3 (sur 30 à 40cm)	30<53<75	7<10<11		

TABLEAU 3: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES PERRÉS

		Coûts linéaires	Coûts surfaciques	Coûts volumiques	Coûts tonnage
Travaux de construction, reconstruction, réfection	Remblais, palplanche, béton, maçonnerie	4500<7000<9500 (hauteurs comprises entre 7 et 9m)	200<230<260 (palplanche)	16<44<62 (terrassement)	
			90<190<280 (rejointoiement et reconstruction maçonneries)	270<300<310 (béton armé)	

TABLEAU 4: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES MURS ET OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

		Coûts linéaires	Coûts surfaciques	Coûts volumiques	Coûts tonnage
Travaux de construction, reconstruction, réfection	Remblais, palplanche, béton, maçonnerie	1300<2600<3300 (soutènement compris entre 3 et 6m)	280 (palplanche)	10<19<37 (terrassement)	
			90<370<1100 (maçonneries)	300<570<830 (béton armé pour un soutènement compris entre 3 et 6m)	

TABLEAU 5: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES ÉPIS

		Coûts linéaires	Coûts surfaciques	Coûts volumiques	Coûts tonnage
Travaux de construction, reconstruction, réfection	Enrochement	construction (3m) : 1000€/ml,	matelas de gabions 30	4,7<5,1<5,5 (terrassement)	15<20<22 (enrochement)
		réfection (4m) : 1400€/ml,			
		restructuration (3m) : 550€/ml.			

TABLEAU 6: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES BASSINS DE RÉTENTION ET D'INFILTRATION

		Coûts linéaires	Coûts à la surface créée	Coût au volume de stockage créé	Coûts volumiques
Travaux de construction bassins à ciel ouvert	Remblais	400<700<1300 (Hauteurs moyennes comprises entre 1 et 4m)	20<26<35 (43€/m² relevé pour un bassin d'infiltration)	6<25<55 (51€/m3 relevé pour un bassin d'infiltration)	2<5<14 (terrassement)
Travaux de construction bassins enterrés	Génie civil		540	480<560<640	

TABLEAU 7: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES TRAVAUX DE MAÇONNERIE

Technique employée	Coûts surfaciques
reconstruction avec réutilisation de matériaux	170<300<470
reconstruction avec fourniture de matériaux	200<370<630
Rejointoiement, ragréage de cavités, injection de fissures	45<80<120

TABLEAU 8: SYNTHÈSE DES COÛTS POUR LES TERRASSEMENTS

	Poste de chantier	Coûts surfaciques	Coûts volumiques
Préparation de terrain, déblai, mise en dépôt et évacuation	Débroussaillage	0,2<1<1,60	
	Déblais (y compris mise en dépôt)		1<1,50<2 si matériau mis en remblais directement
			2<2,50<3 si dépôt sur le site du chantier
			3<3,50<4 si dépôt sur le site proche du chantier
			4<5<6 si dépôt à quelques centaines de mètres du chantier
	Évacuation des déblais		2€ pour une grande quantité évacuée sur un site favorable (zone d'emprunt par exemple)
			Jusqu'à 13€/m3 pour un matériau non réutilisable évacué à une grande distance.
Remblais et aménagements de surface	remblai par réutilisation de matériaux déblayés		0,40<1<1,20 pour remblai sans compactage (si reprise sur un dépôt, addition de 2 à 5 € suivant la distance)
			2,50<3<3,50 pour remblai avec compactage (si reprise sur un dépôt, addition de 2 à 5 € suivant la distance)
	remblai par matériaux provenant d'une zone d'emprunt		3<4<5 si quantité importante et matériau sans caractéristique particulière. Des prix de 8 à 12€/m3 sont observés dans le cas inverse.
	remblai par matériaux d'apport		13<17<20 suivant la quantité mobilisée
	géotextile anti-contaminant	0,70<1,2<4 en fonction de la superficie couverte	
	géotextile biodégradable	1 à 5€/m² en fonction des conditions de mise en œuvre	
	terre végétale		3<7<19 suivant que les matériaux proviennent du site ou sont importés
	ensemencement	0,3<0,5<1,50	

Conclusion

L'étude devrait apporter une assistance aux maîtres d'ouvrage et aux bureaux d'études dans l'estimation des coûts associés à la construction, la réparation ou le confortement des ouvrages de protection contre les inondations fluviales, quel que soit le type d'ouvrage et quel que soit le type d'intervention. Ces résultats pourront servir dans les analyses « coût-bénéfice » dans la perspective de juger de l'opportunité de réaliser des travaux ou plus généralement en première approche de la réalisation d'un projet.

Remerciements

Le financement de l'étude a été assuré par le CGDD.
Le CETMEF remercie sa stagiaire Virginie Chaouch pour son dévouement dans le recueil des données qui ont alimenté cette étude ainsi que tous les services qui nous ont ouvert leurs portes. Les relectures de l'étude par la DREAL Centre, l'AD Isère Drac Romanche, le Symadrem et le TRAMAF ont également été particulièrement appréciées.

Références

[1] Igigabel M., Chaouch V., El Fadili M. (à paraître). Étude de coût des ouvrages de protection contre les inondations fluviales, CETMEF

Most-Clés

Inondation, coût, ouvrage, fluvial, digue

Vieillissement des géosynthétiques-filtres utilisés dans le drainage des ouvrages hydrauliques : enseignements tirés du démantèlement d'un dispositif expérimental ancien

Ageing of geosynthetics used in drainage-filtration of dams and dikes: lessons deduced from the dismantling of an experimental site of drainage trenches

P. Mériaux[1], G. Veylon[1], Y.-H. Faure[2], R. Gallo[3], D. Nivon[4], M. Barthe[1], C. Bertrand[5]

[1] Irstea - UR Ouvrages hydrauliques et hydrologie, Aix-en-Provence, patrice.meriaux@irstea.fr, guillaume.veylon@irstea.fr

[2]LTHE-Equipe TRANSPORE, Grenoble, yves-henri.faure@ujf-grenoble.fr

[3] Irstea - UR Hydrosystèmes et Bioprocédés, Antony, roland.gallo@irstea.fr

[4] SNCF - INFRA INGENIERIE, La Plaine Saint Denis, damien.nivon@sncf.fr

[5]O.N.F. - Service Départemental RTM de l'Isère, Grenoble, cecile.bertrand@onf.fr

Résumé

Les dispositifs de drainage-filtration forment les derniers remparts face au mécanisme d'érosion interne des ouvrages hydrauliques, et en particulier des digues. La durabilité des drains, très souvent filtrés par des produits géosynthétiques, est d'autant plus cruciale qu'ils sont quasiment impossibles à réparer une fois construits.

Afin de mieux comprendre les phénomènes de colmatage des drains et des filtres, Irstea et le LTHE ont initié le projet de recherche « DrainAgeing » visant à démanteler un site expérimental de tranchées drainantes, créé en 1993 à Roissard (Isère).

Ce dispositif comportait six tranchées drainantes de 2,5 m de profondeur maximum et de 12 m de longueur, terrassées dans les argiles litées du site et filtrées ou drainées avec différents produits géosynthétiques.

Au terme de 18 années de fonctionnement et d'auscultation, cinq des six tranchées ont été partiellement excavées en septembre 2011 à des fins d'observation et de prélèvements d'échantillons de géomatériaux, pour essais et analyses.

Les résultats des essais confirment les amorces de colmatage de certaines tranchées que l'auscultation permettait de soupçonner. D'après nos observations, ce sont essentiellement aux interfaces géotextiles-sols que se produisent des phénomènes de colmatage : formation d'un « cake » plus ou moins épais à l'amont des nappes géotextiles et dépôts de calcite plus ou moins poreux à l'aval. Les dépôts de calcite sont également observés à l'interface sol (argile)-gravette sur la seule tranchée non équipée de filtre géotextile. Dans les tranchées non filtrées ou équipées d'un filtre à forte ouverture de filtration, de la boue liquide s'est déposée le long du drain autoroutier de fond.

Les principaux enseignements issus de cette expérimentation sont récapitulés en conclusion, et on y formule des premières recommandations pratiques.

Abstract

The drainage-filtration systems are the last defenses against the internal erosion mechanism occuring on hydraulic structures, particularly dikes. The durability of drains, often filtered by geosynthetic products, is even more crucial given that they are almost impossible to repair.

To better understand the ageing and clogging phenomena of drains and filters, Irstea and LTHE initiated the research project "DrainAgeing" which principally consisted in dismantling an experimental site of drainage trenches, created in 1993 Roissard (Isère).

The experimental site includes four drainage trenches from 2.0 to 2.5 m deep, about 12 m length, terraced in varved clays and protected by various geosynthetic products.

After 18 years of operation and monitoring, five of the six trenches were partially excavated in September 2011 in order to make field observations and collect samples for mechanical and hydraulic laboratory tests.

The results seem to confirm the clogging of some trenches suspected from the auscultation data analysis. According to our observations, this clogging mainly occurs at the soil/geotextile interfaces: formations of a more or less thick "cake" upstream the geotextile and of a calcite crust more or less porous downstream. Calcite crust is also observed at the soil(argile)/gravel interface in the drainage trench not equipped with a filter. In this last trench and also in trenches equipped with a high filtration opening geotextile, mud is lying along the drain at the trench bottom. In conclusion, main lessons deduced from this experimentation and first practical recommendations are formulated.

Introduction

D'une façon générale, dans l'important parc des ouvrages hydrauliques en remblai que possède la France, les dispositifs de drainage-filtration forment les derniers remparts face au mécanisme d'érosion interne. La durabilité des drains, quasi-systématiquement filtrés par des produits géosynthétiques pour les réalisations de moins de 30 ans, est d'autant plus cruciale que ceux-ci sont implantés au cœur des remblais et se révèlent quasiment impossibles à réparer une fois construits. Le parc des digues de protection est largement concerné par cette question et le sera encore plus dans les années à venir du fait d'une explosion plus que probable des opérations de confortement des ouvrages par recharge drainante ou étanche.

Dans ce contexte et afin de mieux comprendre les phénomènes de colmatage à moyen ou long terme des drains et des filtres en environnement géotechnique argileux, le Projet National (PN) de recherche ERINOH (2008-2011) a labellisé et soutenu l'opération « DrainAgeing », initiée par Irstea et le LTHE et visant à démanteler un site expérimental ancien de tranchées drainantes, créé en 1993 à Roissard (Isère).

Ce dispositif expérimental - unique en son genre - comportait six tranchées drainantes de 2,5 m de profondeur maximum et de 12 m de longueur, terrassées dans les argiles litées du site et filtrées ou drainées avec différents produits géosynthétiques.

Au terme de 18 années de fonctionnement, durant lesquelles elles ont été finement auscultées par une batterie de piézomètres et débitmètres, cinq des six tranchées ont été partiellement et précautionneusement excavées en septembre 2011 à des fins d'observation et de prélèvements d'échantillons de géomatériaux, pour essais et analyses.

La présente communication, après avoir rappelé l'historique de l'opération et de l'auscultation du site, rapporte les observations faites lors du chantier de démantèlement et commente les résultats des essais sur matériaux vieillis. Enfin, sont formulés les principaux enseignements et recommandations que l'on peut émettre, au terme de cette expérimentation en vraie grandeur, pour la conception, la mise en oeuvre et l'entretien des drains et géosynthétiques-filtres en site analogue.

Historique et auscultation du site

Description du site et objectifs de sa création

Le dispositif de tranchées drainantes de Roissard a été créé en septembre 1993 sur un terrain à pente homogène douce (5%) en bordure d'une prairie [1]-[2]. Les argiles litées sont subaffleurantes sur le site qui s'étend en périphérie amont d'une zone marécageuse, drainée par deux ruisseaux.

Initialement, ce site expérimental a été conçu par le Service RTM de l'Isère et l'IRIGM (intégré au LTHE depuis), avec le soutien du Pôle Grenoblois des Risques Naturels, pour étudier le vieillissement des tranchées drainantes mises en oeuvre classiquement dans les travaux de stabilisation des glissements de terrain sur versants argileux.

Il comprend six tranchées drainantes de 2 à 2,5 m de profondeur, numérotées T1 à T6 et aménagées comme suit (Figure 1 et Tableau 1) :

- la tranchée T1 - dite témoin - dépourvue de dispositif-filtre, c'est-à-dire simplement remblayée de gravette calibrée 30/60 après son creusement, puis recouverte d'une couche de 40 cm de terre végétale ;
- la tranchée T2 équipée d'un géotextile non-tissé aiguilleté de 130 g/m^2 de masse surfacique et de 140 µm d'ouverture de filtration (Of), disposé uniquement sur sa face supérieure horizontale (sous la couche de terre végétale) ;
- la tranchée T3 dotée du même géotextile-filtre que T2 mais installé - comme classiquement dans les drains opérationnels - sur toute la périphérie de la tranchée drainante ;
- la tranchée T4 équipée sur toute sa périphérie d'un géotextile tissé de bandelettes de 190 g/m^2 et de 110 µm d'ouverture de filtration ;
- la tranchée T5 équipée, sur toute sa périphérie (comme T3 et T4), d'un géotextile tissé de mono-filaments de 200 g/m^2, dont l'ouverture de filtration est de l'ordre du millimètre ;
- la tranchée T6 creusée avec la même forme trapézoïdale, mais équipée d'un géocomposite drainant à picots en polypropylène de 3 cm d'épaisseur entouré par un géotextile non-tissé aiguilleté de 233 g/m^2 et de 100 µm d'ouverture de filtration. Ce complexe filtrant et drainant a été installé contre la paroi amont de la tranchée, avant remblaiement par les terres extraites.

Les tranchées font 12 m de longueur et comportent en fond, sauf pour la tranchée T6, un drain de diamètre 160 mm de type autoroutier, à cunette sans fente, destiné - comme dans les ouvrages couramment réalisés à l'époque - à collecter les débits interceptés par le drain et à les écouler vers l'aval sans qu'ils puissent se ré infiltrer dans le terrain. Les argiles litées en place ont été rencontrées vers 90 cm de profondeur, sous une couche de 20 à 30 cm de terre végétale et de 60 à 70 cm d'argile remaniée homogène.

Auscultation : instrumentation et analyse 1993-1999

Un dispositif approprié de collecteurs et de bacs décanteurs et filtreurs permet, depuis le fond de quatre regards de visite, le jaugeage individuel des 6 débits de drainage ainsi que la récolte du transport solide des eaux de drainage. La piézométrie de part et d'autre de chaque tranchée est suivie par 6 tubes piézométriques de 2 m de profondeur. La pluviométrie journalière est fournie par la station météorologique voisine de Roissard.

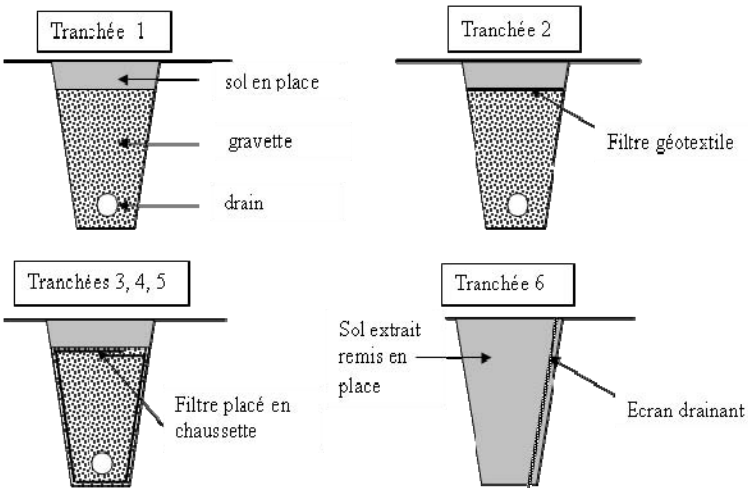


FIGURE 1. VUES EN COUPE DES TRANCHÉES DRAINANTES

TABLEAU 1. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES GÉOSYNTHÉTIQUES DES TRANCHÉES DRAINANTES

Tranchée	Structure	Epaisseur (mm)	Masse surfacique (g/m^2)	Ouverture de filtration (µm)
T1	sans géotextile			
T2	Non tissé aiguilleté (en couverture uniquement)	(1,6)	(130)	(140)
T3	Non tissé aiguilleté	1,6	130	140
T4	Tissé de bandelettes	0,7	190	110
T5	Tissé de monofilaments		200	1000
T6	Géocomposite drainant	27,2	233 (géotextile)	100

Le site a d'abord été ausculté de 1993 à 1999 sur la base de campagnes mensuelles de mesures des piézomètres et de jaugeage par empotement des débits de drainage.
Les mesures de débit ont pu être analysées statistiquement avec succès en 2010 à l'aide du logiciel d'Irstea SURVEY. L'analyse montre [3] que la tranchée 2 se singularise parmi les six tranchées étudiées et présente une forte dérive négative des mesures avec le temps (de l'ordre de 20 l/mn en 6 ans de 1993 à 1996), ce qui pourrait résulter de son colmatage progressif. Les variations de débit sont expliquées à 17 % par la variation du piézomètre référent (remplaçant la « cote du plan d'eau », SURVEY étant un logiciel dédié aux barrages), à 32 % par la pluviométrie, à 38 % par les effets saisonniers et à 13 % par le temps (variation irréversible ou dérive), pour un R2 de 0,8.

Auscultation 2008-2011 et synthèse sur le comportement des tranchées

Dans la perspective du démantèlement des tranchées prévu par le projet « DrainAgeing », l'auscultation a été reprise de 2008 à 2011 [4]. A partir de début 2010, les exutoires des collecteurs des tranchées drainantes ont été équipés d'un dispositif de mesure automatique (débitmètre à auget basculeur) et de même qu'un piézomètre par tranchée, permettant un suivi en continu [5].
Les principales conclusions que l'on peut formuler sur le comportement des tranchées, à l'issue de leur auscultation en deux phases, s'énumèrent comme suit :

- les débits moyens actuels des tranchées sont compris entre 3 et 6 l/mn (abstraction faite de la tranchée T1 dont le débit est inférieur à 1 l/mn depuis l'origine) ;
- se singularisant des autres, le débit moyen de la tranchée T2, la plus débitante du dispositif à l'origine (plus de 15 l/mn), est tombé à 3 l/mn et l'analyse SURVEY suspecte une baisse de ce débit à conditions constantes : d'où la question, la tranche T2 souffre-t-elle d'un colmatage progressif ? ;
- les débits atteignent classiquement leur maxima en période hivernale, avec une prolongation au printemps lorsque celui-ci est pluvieux;
- les niveaux d'eau dans les piézomètres suivent les mêmes variations saisonnières que les débits des tranchées. Les profils transversaux confirment les rabattements de ligne piézométrique résultant de l'effet des tranchées drainantes ;
- les dispositifs de mesure automatique installés début 2010 montrent que les débits de drainage et les niveaux piézométriques connaissent des variations infrajournalières importantes, avec un "effet retard" de quelques heures à un jour par rapport à l'occurrence des épisodes pluvieux.

Observations lors du démantèlement

Déroulement du chantier et prélèvements

Le chantier de démantèlement partiel des tranchées drainantes a démarré le 12/09/2011 et portait sur les tranchées T2 à T6. Les travaux ont consisté à déblayer prudemment, à l'aide d'une pelle mécanique de 13 t (Figure 2) et le long d'un segment d'environ 6 m vers le milieu de la tranchée, tout d'abord le sommet de l'ouvrage jusqu'au repli horizontal du géosynthétique, puis, par passes de 50 cm de profondeur, le sol encaissant côté amont de sa paroi amont et la gravette de remplissage de la tranchée.
Grâce à de très bonnes conditions météorologiques, le chantier a été réalisé, au final, en l'espace de deux semaines : soit deux jours de travail environ par tranchée.



FIGURE 2. DEBUT DE DEBLAIEMENT DE LA TRANCHÉE T2.

Ceci a permis d'effectuer :

- 5 prélèvements de géotextile pour essais de perméabilité, d'ouverture de filtration, de capacité de débit et de résistance à la traction ;
- 41 prélèvements de sol (argile) pour des essais d'identification, de perméabilité et d'érosion interne (HET) ;
- 22 prélèvements de gravette calibrée de remplissage des tranchées pour des essais granulométriques et sédimentométriques ;
- 3 prélèvements intacts par tranchée d'interface sol/géotextile/gravette pour des essais de gradient-ratio sur échantillons non remaniés (Figure 3) ;
- 5 prélèvements de segments de drain autoroutier de fond de tranchée (T2 à T5).

A la demande du propriétaire, les tranchées drainantes ont ensuite été remise en état de fonctionnement (reconstitution du drain autoroutier en fond et remblaiement sommaire avec de la gravette) et les têtes des regards de visite ont été retirées. L'auscultation du site n'est désormais plus possible et son caractère expérimental est abandonné, compte tenu des remaniements importants et inévitables opérés.

Observations visuelles sur les géotextiles excavés

Tranchée par tranchée, les observations visuelles effectuées in situ se récapitulent comme suit [6] :



FIGURE 3. PRÉLÈVEMENT D'ECHANTILLON INTACT A L'INTERFACE TRANCHÉE/SOL (T2).

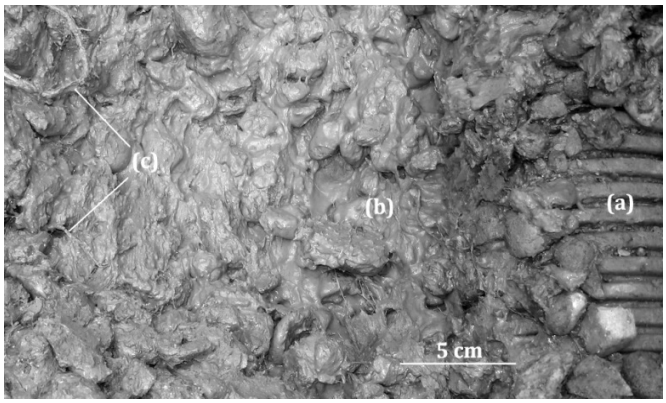


FIGURE 4. TRANCHÉE T2. FOND DE TRANCHÉE : (A) DRAIN, (B) SUSPENSION DE FINES, (C) RACINES.

Tranchée T2

L'ouverture de la tranchée T2 montre un colmatage significatif du matériau de drainage (gravette) qui augmente avec la profondeur. Au fond de la tranchée, le drain est immergé dans une suspension boueuse constituée de sédiments fins (Figure 4).

L'interface entre l'argile litée encaissante et la tranchée reste bien nette, sans envahissement visible d'argile vers la gravette (Figure 3), mais est recouverte d'une couche de calcite quasi continue côté gravette (Figure 5). La calcification s'étend aux galets voisins sur une profondeur atteignant plusieurs centimètres à la base de tranchée.

Tranchée T3

Sur la face amont du géotextile (Figure 6), une pâte homogène d'environ 10 à 20 millimètres d'épaisseur (que nous qualifierons de « cake »), de couleur marron clair, est

traversée par un réseau de petits canaux de diamètre millimétrique à centimétrique s'étendant parallèlement à l'interface argile/géotextile à partir d'arrivées d'eau perpendiculaires au plan du géotextile. Ce phénomène pourrait s'apparenter à un phénomène d'érosion interne local du sol en amont du géotextile.

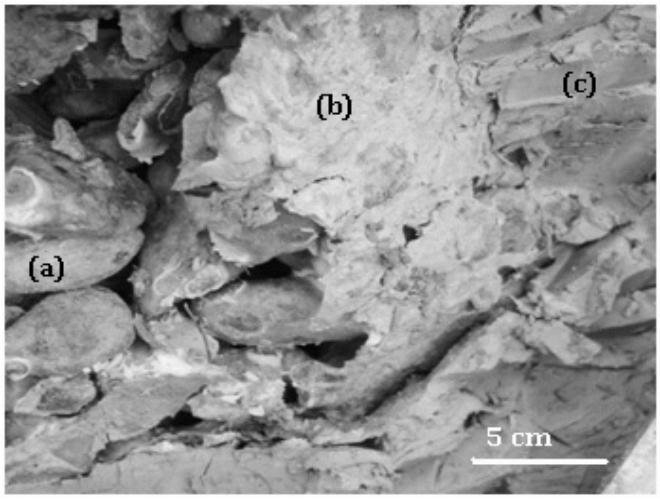


FIGURE 5. TRANCHÉE T2. INTERFACE SOL/TRANCHÉE VUE DEPUIS L'AMONT : (a) GRAVETTE, (b) INTERFACE CALCIFIÉE, (c) ARGILE LITÉE EN PLACE.

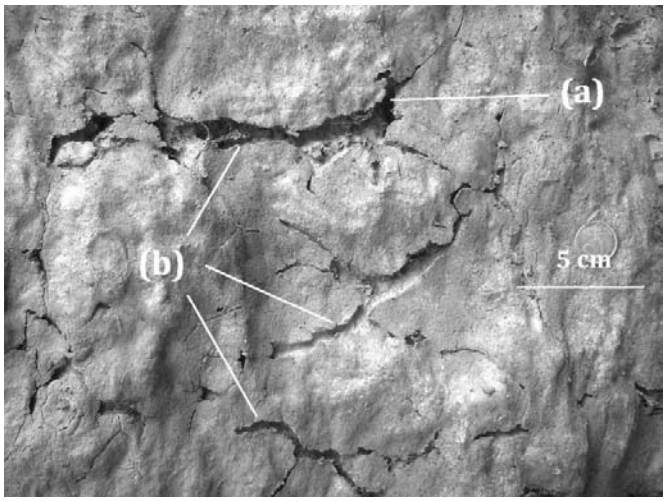


FIGURE 6. TRANCHÉE T3. INTERFACE SOL/GÉOTEXTILE VUE DEPUIS L'AVAL : (a) ARRIVÉE D'EAU, (b) CANAUX D'ÉROSION

Sur la face aval du géotextile (Figure 7), les galets sont incrustés dans le géotextile et maintenus par une fine couche de calcite. Le géotextile est colmaté à sa surface entre les galets, mais semble en bon état (pas de déchirures constatées).

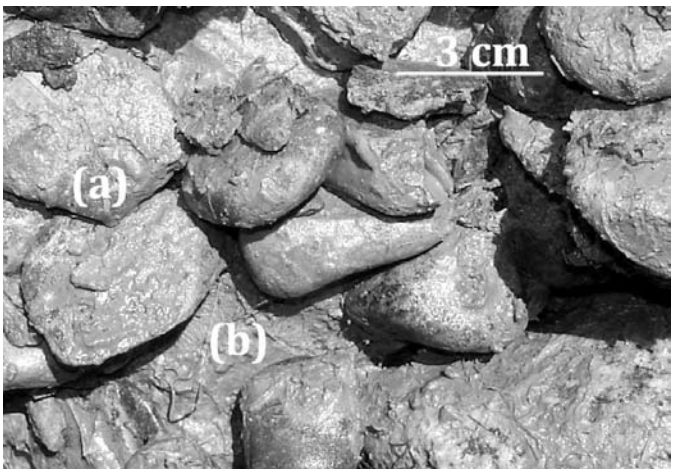


FIGURE 7. TRANCHÉE T3. INTERFACE GÉOTEXTILE/GRAVETTE VUE DEPUIS L'AVAL : (a) GALET INCRUSTÉ, (b) CROUTE DE CALCITE.

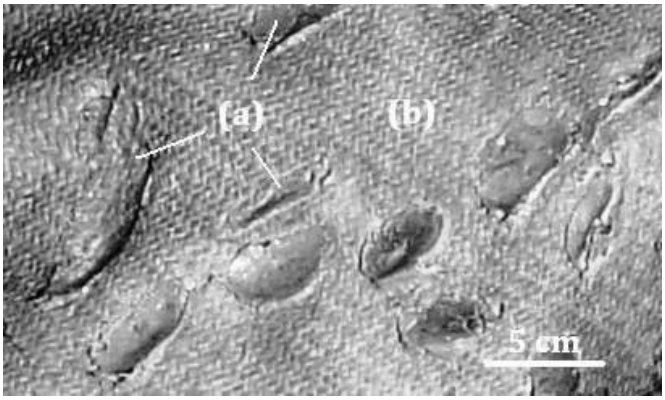


FIGURE 8. TRANCHÉE T4. INTERFACE GÉOTEXTILE/GRAVETTE VUE DEPUIS L'AMONT : (a) GALETS INCRUSTÉS, (b) CROUTE DE CALCITE.

Tranchée T4

Sur la face amont du géotextile (Figure 8), nous avons également observé la formation d'un « cake » de 20 à 40 millimètres d'épaisseur constitué de particules fines. Localement, un réseau de racines en décomposition s'est développé à l'interface. Sur le mètre inférieur de la tranchée, en aval du géotextile, une croûte de calcite s'est formée en enveloppant les galets (Figure 9). Localement, on constate le développement d'un réseau racinaire important au sein de la gravette.

Des observations ultérieures au microscope à balayage électronique ont permis de montrer un encroûtement de calcite quasi-continu sur la face aval (i.e. côté tranchée) du tissé de bandelettes.

Tranchée T5

Sur la tranchée T5, la face amont du géotextile ne montre pas de croûte de calcite continue. Toutefois, une mince couche homogène de particules fines est observée. Son épaisseur varie de 2 à 10 mm environ. Contrairement à la tranchée T3,

il n'a pas été observé de canaux d'érosion au sein de ce «cake» (Figure 10).

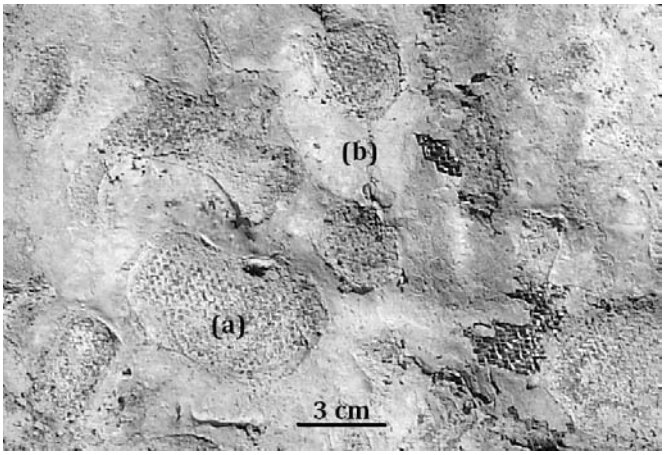


FIGURE 9. TRANCHÉE T4. INTERFACE GÉOTEXTILE/GRAVETTE VUE DEPUIS L'AVAL. (a) EMPREINTE DE GALET, (b) CROUTE DE CALCITE INTER-GALETS.

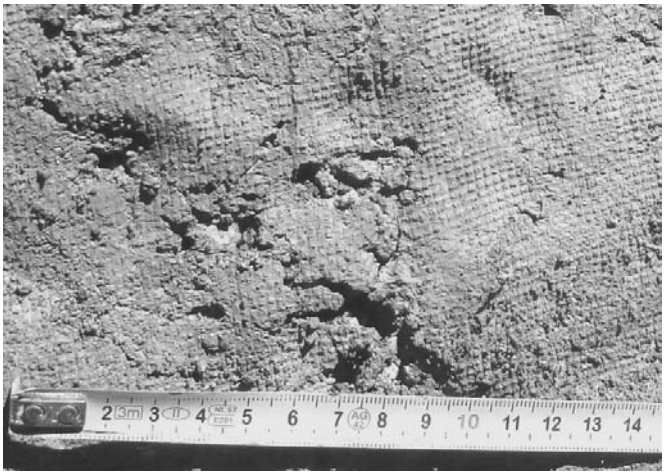


FIGURE 10. TRANCHÉE T5. INTERFACE SOL/GÉOTEXTILE VUE DEPUIS L'AVAL.

Comme pour les autres tranchées, l'examen de la face aval du géotextile montre des galets noyés dans une croûte de calcite/argile à proximité des racines fines (Figure 11).

Dans les zones d'écoulement préférentiel, le débit à travers le géotextile a maintenu le géotextile presque totalement propre (Figure 12).

Le fait que le phénomène de colmatage n'ait pas été en mesure de se développer complètement peut être lié à la grande perméabilité du géotextile qui permet des vitesses d'écoulement suffisamment importantes pour que le colmatage par calcification soit limité.

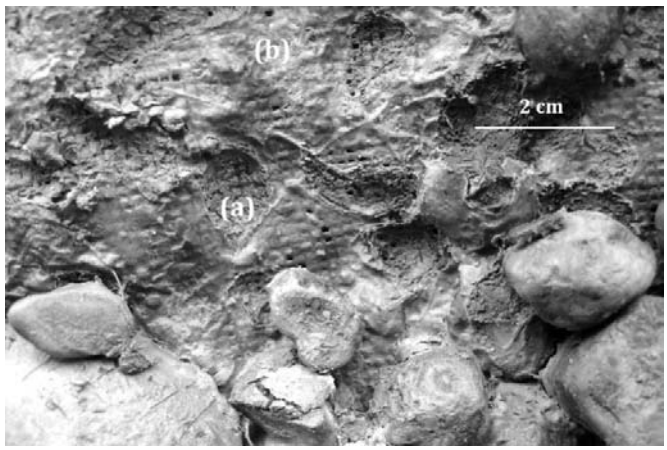


FIGURE 11. TRANCHÉE T5. INTERFACE GÉOTEXTILE/GRAVETTE VUE DEPUIS L'AVAL : (a) EMPREINTE DE GALET, (b) CROUTE DE CALCITE.

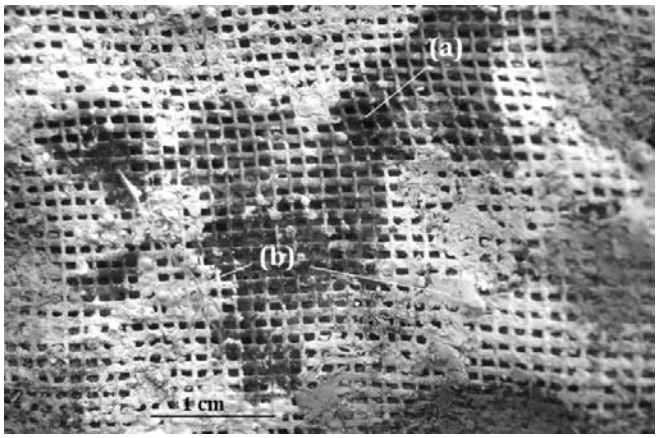


FIGURE 12. TRANCHÉE T5. INTERFACE GÉOTEXTILE/GRAVETTE VUE DEPUIS L'AVAL DANS UNE ZONE D'ARRIVÉE D'EAU : (a) ARRIVÉE D'EAU, (b) CALCITE.

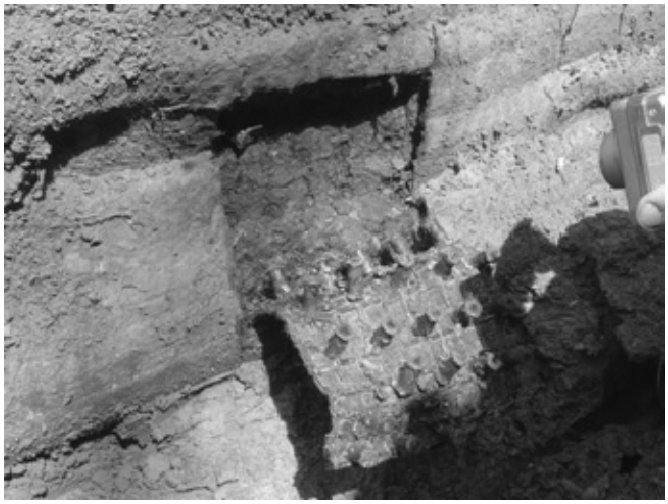


FIGURE 13. TRANCHÉE T6. DÉCOUPE DE LA FACE AMONT DU GEOCOMPOSITE DRAINANT.

Tranchée T6
Confirmant l'inspection télévisuelle par robot faite à l'été 2009 à son exutoire, le géocomposite drainant de la tranchée T6 est apparu comme très vieilli et encroûté par la calcite en partie basse (Figure 13).

Curieusement, les effets de ce vieillissement ne se faisaient pas encore ressentir sur les débits de drainage.

Drains autoroutiers de fond de tranchée
Visuellement, les fentes des drains sont partiellement ou totalement colmatées avec de l'argile et/ou des concrétions calciques. Les taux de colmatage estimés visuellement sont synthétisés dans le tableau 2.
Ces résultats suggèrent que l'ouverture géométrique de géotextiles et/ou les phénomènes physico-chimiques se produisant à l'interface sol/géotextile influencent ce qui se produit au niveau des drains. Les drains de fond des tranchées T2 et T5 ont un taux de colmatage plus élevé que les tranchées T3 et T4 : une grande ouverture de filtration semble induire un colmatage des drains plus important et inversement.
Synthèse des observations
Le colmatage interne des géotextiles ne paraît pas être un facteur déterminant de la baisse de capacité de drainage des tranchées.
La baisse de performance des tranchées semble dépendre du développement des trois phénomènes suivants :

- « cake » en face amont des géotextiles,
- croute de calcite en face aval des géotextiles,
- colmatage des fentes des drains.

D'après la synthèse qualitative du tableau 3, ces phénomènes semblent être corrélés entre eux : l'épaisseur du « cake » amont semble corrélée positivement avec celle de la croute de calcite aval et ces deux paramètres semblent corrélés négativement avec le colmatage des drains autoroutiers.

TABLEAU 2. TAUX DE COLMATAGE DES DRAINS.

Tranchée	Nb total de fentes examinées (-)	Nb fentes colmatées (-)	Taux de colmatage (%)
T2	630	460	73
T3	420	89	21
T4	300	48	16
T5	405	243	60

Caractéristiques hydrauliques et mécaniques des géotextiles

Les essais hydrauliques, exécutés suivant les normes en vigueur, sur géotextiles et produits apparentés prélevés sur le site expérimental ont été réalisés au Plateau Recherche Technologique Géosynthétiques, ainsi que les essais physico-chimiques sur deux produits ciblés au laboratoire de chimie, d'Irstea Antony (92). Les essais mécaniques standards ont été sous-traités à l'Institut Français Textiles Habillement (IFTH) de Lyon (69).
Tous les prélèvements d'éprouvette sur produits vierges et usagés pour la réalisation des essais ont été découpés et conditionnés suivant la norme NF EN ISO 9862.

TABLEAU 3. CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES ET MÉCANIQUES MESURÉES SUR ÉCHANTILLONS VIERGES ET USAGÉS DE GÉOTEXTILES ET PRODUITS APPARENTÉS PRÉLEVÉS DANS LES TRANCHÉES T2, T3 ET T4.

	Tissé de bandelettes		**Non tissé aiguilleté**			
	Produit vierge	Produit pollué	Produits vierges		Produits pollués	
Essais	T4		T2	T3	T2	T3
Hydrauliques						
Of d95 (µm)	**163** +/-24	**155** +/-23	Fiche techn. **140**		**131** +/-20	**114** +/-17
Perméabilité ($m.s^{-1}$)*	**0,013** +/-0,003	**0,003** +/-0,001	---		**0,021** +/-0,010	**0,029** +/-0,024
Capacité ($m^2.s^{-1}$)	**> 1 E-08**	**1,2 E-07**	Fiche techn. **1,7 E-07**		**1,1 E-07**	**3,7 E-08**
Mécaniques						
Traction : Force rupture (N)	**2042,2**	**1908,6**	**263,9**		**260,3**	**298,2**
Allongement rupture (%)	**17,1**	**15,7**	**50,5**		**47,4**	**36,7**

*NB : au sens de la norme applicable à l'époque (1993).

TABLEAU 4. SYNTHÈSE DES OBSERVATIONS VISUELLES (T2 À T5)

Tranchée	e (mm)	Calc. (-)	CD (%)
T2	/	+++	73
T3	10-20	+	21
T4	20-40	+++	16
T5	2-10	+	60

e : épaisseur de « cake » à l'interface ; Calc. : appréciation sur l'importance de la calcification, CD : taux de colmatage des drains.

TABLEAU 5. CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES MESURÉES SUR ÉCHANTILLONS VIERGES ET USAGÉS DU GÉOCOMPOSITE DE DRAINAGE PRÉLEVÉ DANS LA TRANCHÉE T6.

	Géocomposite de drainage	
Essais	Produit vierge T	Produit pollué T
Hydrauliques		
Of d95 (µm)	***92+/-**	***90+/-**
Perméablité (m s^{-})	***0,052+/-**	***0,011+/-**

*NB : seul le filtre du géocomposite a été testé.

TABLEAU 6. CARACTÉRISTIQUES MESURÉES SUR DEUX ÉCHANTILLONS USAGÉS DE GÉOTEXTILES PRÉLEVÉS.

Numér tranchée	Taux de carbone total	Taux de carbone inorganique	% Acidifié (hors carbonate CO_3^{2})
T4	11,64%	90,89%	106,00%
T2	8,75%	85,48	127,00%

Plusieurs caractéristiques hydrauliques et mécaniques ont été déterminées sur produits vierges et usagés :

- l'ouverture de filtration déterminée suivant la norme NF EN ISO 12956 : caractéristique correspondant à l'ouverture d'un géotextile ou produit apparenté obtenue selon le principe de tamisage par voie humide ;
- la perméabilité déterminée suivant la norme NF EN ISO 11058 : caractéristique mesurée à l'eau sous charge hydraulique constante normalement au plan d'un géotextile ou produit apparenté
- la capacité de débit déterminée suivant la norme NF EN ISO 12958 : caractéristique mesurée sous charge hydraulique constante dans le plan d'un géotextile ou produit apparenté ;
- la résistance à la traction déterminée suivant la norme NF EN ISO 13934-1 : caractéristique correspondant à la force de traction à la rupture d'un géotextile ou produit apparenté à laquelle est associé l'allongement à la rupture

Les résultats des essais hydrauliques et mécaniques sur les produits des tranchées de T2, T3 et T4 sont donnés dans le tableau 4 et les résultats des essais hydrauliques de la tranchée T6 sont donnés dans le tableau 5.

Des essais physico-chimiques ont été réalisés sur deux produits usagés de façon à déterminer le taux de carbone total, obtenu selon la méthode d'oxydation à chaud, et le taux de carbone inorganique. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 6.

Commentaires :
Les résultats des essais montrent que la plupart des caractéristiques hydrauliques et mécaniques des produits (ouverture de filtration, capacité de débit et résistance à la traction) n'ont pas évolué de manière significative dans le temps. La perméabilité des géotextiles des tranchées T4 (tissé de bandelettes) et T6 (géocomposite) semble, toutefois, avoir diminué d'un facteur de l'ordre de 4 (cf. Tableau 4) par rapport à l'état initial présumé (la même comparaison est impossible pour le non tissé de T3 en l'absence de mesure « produit vierge »). En outre, il est à noter que les essais ont été réalisés suivant les normes en vigueur qui sont adaptées pour des produits vierges. Ceci implique que certaines opérations des protocoles peuvent introduire un biais sur les mesures de produits usagés. Des essais complémentaires sont donc en cours en utilisant des protocoles modifiés par rapport à ceux des normes de façon à être plus adaptés aux produits usagés, en minimisant leur remaniement avant essai.

Autres essais réalisés au laboratoire de mécanique des sols (Irstea Aix-en-Provence)

Des essais classiques d'identification granulométrique ont été effectués sur les divers échantillons de sols prélevés. Pour ce qui concerne la gravette de remplissage des tranchées T2 à T5, il en ressort que globalement le matériau est resté propre. Toutefois, dans les tranchées T5 et surtout T2, la propreté de la gravette se dégrade significativement à proximité du collecteur drainant de fond (jusqu'à 10% de silts et argiles de diamètre inférieur à 50 µm au fond de la tranchée T2) : ce qui est cohérent avec la forte ouverture de filtration ou l'absence de filtre dans ces deux tranchées.
Sept essais d'érosion interne de type HET (Erosion de Trou : Hole Erosion Test) ont été pratiqués sur des échantillons intacts d'argiles litées, prélevés perpendiculairement et parallèlement aux lits. A notre connaissance, c'est une première pour ce type de matériau. Les résultats de ces essais permettent de qualifier l'argile litée du Trièves comme « moyennement sensible à l'érosion interne », au sens de la

classification de R. Fell [8]. Elle se singularise donc parmi les autres argiles déjà testées au laboratoire d'Irstea qui se présentent en général comme « peu ou très peu sensibles à l'érosion ». Cette propriété singulière de l'argile litée du Trièves pourrait être liée à sa stratification en lits alternativement argileux et silteux et corrobore les observations connues de fontis sur les terres agricoles de la région.

Essais Gradient-Ratio (GR) réalisés au LTHE

Principe de l'essai GR sur échantillons de « Sol + Géotextile + Gravier »

Le principe de l'essai, inspiré de la Norme ASTM 5101 [7], est représenté sur la figure 14 : un écoulement d'eau vertical descendant (ou ascendant) est réalisé au travers d'un échantillon comprenant, dans le sens de l'écoulement : au moins 10 cm de sol à tester, un géotextile et les graviers du drain. On mesure la perte de charge de l'écoulement, dans le sol sur 7,5 cm et au travers de la « zone filtrante » (qu'on appellera « filtre ») comprenant le géotextile et les 2,5 cm de sol au contact du géotextile. Le comportement du complexe sol-géotextile-graviers est caractérisé par le rapport des gradients GR défini par :

$$GR = \frac{i_{filtre}}{i_{sol}} = \frac{k_{sol}}{k_{filtre}}$$

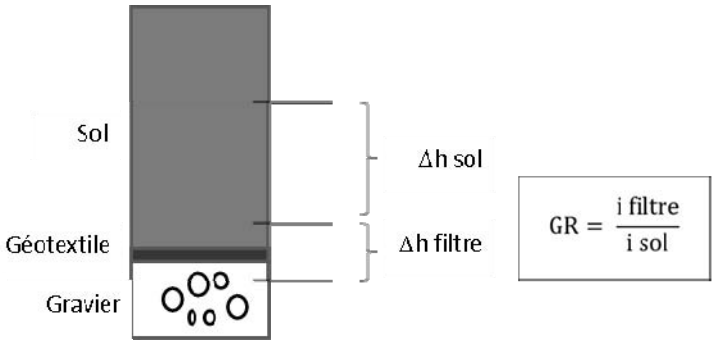


FIGURE 14. PRINCIPE DE L'ESSAI DE « GRADIENT RATIO » (GR)

Lorsque GR est égal à 1, cela signifie que le filtre a la même perméabilité que le sol. Si le GR est inférieur à 1, la zone filtrante est devenue plus perméable que le sol. Un GR supérieur à 1 caractérise une tendance au colmatage de la zone filtrante.

L'intérêt de cet essai est que dans le cas des sols argileux, il n'est pas nécessaire de mesurer le débit. Par contre, la difficulté est de mesurer la pression de manière significative dans le sol à 2,5 cm du géotextile.



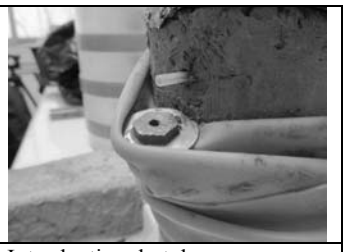
Aspect de la boite dans laquelle il faut découper un échantillon cylindrique.



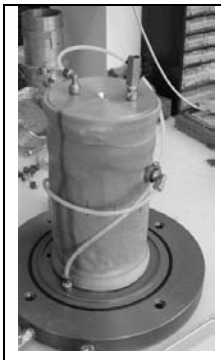
Aspect de l'échantillon après découpe du sol, du géotextile et des cailloux.



Lissage des bords et perçage du trou pour la prise de pression.



Introduction du tube piezométrique et connexion au travers de la membrane.







Assemblage et montage de la cellule triaxiale.

FIGURES 15. CONFECTION, PRÉPARATION ET MISE EN PLACE DE L'ÉPROUVETTE DANS LA CELLULE TRIAXIALE.

Essais réalisés

Initialement, les prélèvements réalisés sur site avaient pour objectif de réaliser les essais de GR soit dans cellules œdométriques avec écoulement vertical, soit dans des cuves parallélépipédiques (30 x 30 x 70 cm) avec un écoulement horizontal similaire à celui in situ. Les essais de GR dans ces cellules à « parois rigides » ont été très vite abandonnés pour les raisons suivantes :

- d'une part, les parois rigides qui favorisent les écoulements préférentiels,
- d'autre part, la difficulté, avec les dispositifs à notre disposition, d'appliquer une contre-pression pour favoriser la saturation des éprouvettes.

Il a donc été décidé de réaliser ces essais dans des cellules triaxiales de grandes dimensions, permettant de tester des éprouvettes de 150 mm de diamètre.

TABLEAU 7. CARACTÉRISTIQUES DES ESSAIS DE GR RÉALISÉS DANS LA CELLULE TRIAXIALE.

Tranchée	σ_3 (kPa)	Contrepression (u_{aval} en kPa)	i	k (m/s)	GR
T3-1	300	200	19	$2.7\ 10^{-9}$	5,0
	600	500	19	$1.8\ 10^{-9}$	1,0
	600	500	38	$1.5\ 10^{-9}$	1, 9
T3-2	500	400	40	$1.2\ 10^{-9}$	3,2
	500	400	80	$1.2\ 10^{-9}$	5,7
T4	500	400	22,5	$7.9\ 10^{-10}$	1,5
T5	600	500	40	$3.3\ 10^{-10}$	1,6

Difficultés rencontrées :

La principale difficulté est de préparer une éprouvette cylindrique de diamètre 150 mm en remaniant au minimum l'échantillon (Figures 15) :

- ne pas déplacer les graviers, ni casser les ponts de calcite liant les cailloux entre eux,
- découper éventuellement les gros cailloux à la disqueuse…
- découper le géotextile sans le décoller du sol,
- tailler le bloc de sol sans décoller les plaques de l'argile litée.

L'écoulement dans l'éprouvette est vertical ascendant. Un capteur de pression interstitielle est connecté au piézomètre et un appareil de mesure de variation de volume est utilisé pour mesurer la quantité d'eau injectée dans l'échantillon. Un suivi des niveaux d'eau dans les burettes amont et aval valide le bilan de masse de l'écoulement.

L'intérêt du dispositif est d'une part de prévenir tout écoulement préférentiel grâce à la membrane souple plaquée sur les parois de l'échantillon, et d'autre part, de pouvoir appliquer une contre-pression au sein de l'échantillon pour en favoriser la saturation.

Essais et résultats

Des échantillons prélevés sur les tranchées T3, T4 et T5 ont été testés. Lors de l'essai, on suit le volume d'eau injecté au cours du temps et la pression interstitielle mesurée en amont de la zone filtrante (2,5 cm à l'amont du géotextile). Cet essai a été réalisé après une période de saturation de 3 jours sous faible contrainte (50 kPa).

L'interprétation des essais en termes de GR est indiquée dans le tableau 7.

Conclusions

L'essai triaxial, avec le dispositif de mesure de la pression interstitielle, est le mieux adapté pour ce type d'essai. La principale difficulté est la réalisation de l'éprouvette cylindrique avec le moins de remaniement possible.

Globalement, le colmatage des filtres n'est pas avéré avec cet essai. L'analyse des résultats laisse supposer que le « colmatage » avec le géotextile non tissé (T3) est légèrement plus élevé qu'avec les tissés des tranchées 4 et 5. Il n'est pas exclu que la liaison entre les fibres du géotextile non tissé et les couches calcifiées ait permis un moindre remaniement des éprouvettes. A contrario, avec les tissés, l'incrustation de calcaire dans les filaments est bien moindre et le décollement du calcaire et sa fissuration est plus aisé. Ainsi, l'essai, du fait de ses difficultés pratiques de réalisation, ne renseignerait pas vraiment dans ce cas sur les propriétés in situ de la zone filtrante.

Principaux enseignements et premières recommandations à tirer de l'expérimentation

En préambule, il nous semble intéressant de présenter le retour d'expériences ancien de la SNCF sur l'utilisation des géosynthétiques à fonction de filtration-drainage dans le génie civil ferroviaire.

Retour d'expériences de la SNCF

La mise en œuvre de géosynthétiques dans des dispositifs de drainage-filtration se fait depuis une trentaine d'années sur le réseau ferroviaire français, suite notamment à la construction de la première Ligne à Grande Vitesse (Paris-Lyon). Des produits géotextiles perméables, souples, résistants et filtrants sont utilisés pour des fonctions de séparation et de filtration, avec des ouvertures de filtration comprises entre 63 et 100 µm.

Après 30 ans d'utilisation de dispositifs de drainage sur LGV, le retour d'expériences met en évidence des pathologies liées à des problèmes de calcification des collecteurs dans des zones géologiquement identifiées (calcite, argile). En revanche, la bonne durabilité des géosynthétiques-filtres mis en œuvre est observée puisque:

- les caractéristiques mécaniques sont très peu altérées dans le temps (pas de connaissance de zones de déchirement du géosynthétique même sous contraintes ferroviaires).
- les caractéristiques hydrauliques des géosynthétiques sont elles aussi plutôt bien conservées avec l'existence de peu de zones de colmatage du géosynthétique.

Synthèse des résultats de l'expérimentation et premières recommandations

Le projet de recherche DrainAgeing confirme l'efficacité du géosynthétique-filtre non-tissé de faible ouverture de filtration (120 à 140µm) – celui mis en œuvre dans la tranchée T3 - afin d'améliorer la durée de vie des dispositifs

de drainage, tout en maintenant un rendement suffisant du système. Il faut être conscient, toutefois, que ce résultat n'a été obtenu que sur la base d'une seule tranchée expérimentale par type de géotextile à éprouver (aucune statistique ne s'avère donc possible !), testée sur une période de 18 ans - longue certes mais inférieure à la durée de vie souhaitée pour les ouvrages - et, enfin, n'est valable que pour un seul matériau encaissant : l'argile litée du Trièves. Le fait que cette argile soit apparue comme moyennement érodable au sens de R. Fell corrobore, par contre, la bonne efficacité de la filtration apportée par le géotextile non tissé aiguilleté face à un flux potentiellement élevé de particules fines.

Les résultats des observations et essais corroborent les amorces de colmatage de certaines tranchées, notamment T2 (sans géotextile de pourtour) et T4 (tissé de bandelettes), que l'analyse statistique des mesures d'auscultation permettait de soupçonner. Ce colmatage a principalement eu lieu au niveau de l'interface sol/tranchée (formation d'un cake plus ou moins épais en amont et d'une croûte de calcite plus ou moins poreuse en aval) et au niveau du drain en fond de tranchée (colmatage plus ou moins avancée des fentes). De plus, ces mécanismes semblent corrélés entre eux : l'épaisseur du « cake » amont paraît corrélée positivement avec celle de la croute de calcite aval et ces deux paramètres semblent corrélés négativement avec le colmatage des drains autoroutiers et la teneur en fines du matériau de drainage en fond de tranchée.

Les dépôts de calcite aux interfaces apparaissent comme une menace qui, à terme, pourrait colmater toutes les tranchées. Aussi, pour les matériaux encaissants sièges de circulation d'eaux chargées en calcaire, des recherches en géochimie restent encore à mener afin de mieux comprendre les phénomènes de précipitation de calcite dans les sols et les interfaces et de trouver les moyens de les ralentir, à défaut de les empêcher.

A ouverture de filtration équivalente, l'utilisation du géotextile non tissé semble à préférer à celle du tissé de bandelettes (ce dernier n'étant de toute façon pas ou peu employé dans les ouvrages de drainage sensu stricto).

Enfin, le géocomposite de la tranchée T6 est apparu très vieilli à l'observation visuelle alors que curieusement ses performances de drainage étaient encore peu affectées. Il faut rester prudent, à notre avis, quant à la longévité d'un tel produit lorsqu'il est employé sur des terrains susceptibles de bouger et donc de le déformer, étant rappelé que son volume drainant est bien moindre que celui d'une tranchée drainante.

D'autres recommandations seront probablement à formuler à la lumière des résultats de quelques essais complémentaires en cours de réalisation dans le cadre de l'achèvement du projet DrainAgeing.

Remerciements

Outre de l'IREX au titre du Projet ERINOH, l'opération « DrainAgeing » 2009-2012 de démantèlement des tranchées expérimentales de Roissard a bénéficié des soutiens de la DATAR, du Conseil Général de l'Isère et de la SNCF. Sont également remerciés ici les nombreux personnels techniques et administratifs du LTHE, de l'ONF et d'Irstea Aix-en-Provence et Antony qui ont contribué aux expérimentations et aux essais, ainsi que les entreprises locales qui sont intervenues sur le site et le CEREGE Aix-en-Provence pour la mise à disposition de son microscope à balayage électronique.

Références

[1] Faure Y.H., Farkouh B., Mériaux P. (1994). *Long term behaviour of trench drains in the Alps.* Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, tome 2, pp. 747-750, sept. 1994.

[2] Faure Y.H., Kehila Y., Farkouh B. (1996). *Behaviour of experimental in-situ trench drains in varved clays.* Proceedings Geofilters'96, Montreal, pp. 543-552, may 1996.

[3] Chouchene W. (2010). *Faisabilité d'utilisation du logiciel statistique SURVEY pour l'analyse des mesures d'auscultation des mouvements de terrain.* Rapport de stage Master Mécanique et Ingénierie. Université J. Monnet de St Etienne - Cemagref, sept. 2010.

[4] Verstaevel M., Mériaux P., Faure Y.H. (2010). *Etude du vieillissement des géotextiles-filtres utilisés en tranchées drainantes, sur site expérimental dans le Trièves.* Rapport de recherches Cemagref-LTHE pour le PGRN et l'IREX, février 2010, 71 p.

[5] Faure Y.H., Mériaux P., Veylon G., Barthe M., Verstaevel M., Bertrand C. (2012). *Comment vieillissent les géofiltres ? Auscultation du dispositif expérimental de Roissard.* Sciences Eaux & Territoires n°8, 2012.

[6] Veylon G., Barthe M., Mériaux P., Bernard A., Gallo R., Faure Y.H. (2012). *Ageing of geotextiles in drainage systems – field observations.* Colloque EuroGéo, 2012.

[7] ASTM D-5101-01 : *Standard test method for measuring the soil geotextile clogging potential by the Gradient Ratio*. Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, PA, USA, Volume 04.13, May 2003.

[8] Wan C.F, Fell R. (2004). *Laboratory Tests on the Rate of Piping Erosion of Soils in Embankment Dams,* Geotechnical Testing Journal 27 (3).

Mots clés

Ouvrages de drainage – Colmatage – Géosynthétiques – Filtres – Argiles litées – Erosion interne

Digues littorales en terre : cas des terres basses et des sols compressibles

Coastal earthdikes: the case of lowlands and compressible soils

Y. Nédélec[1], S. Gardet[1], J. Revel[1], F. Clément[1], V. Droz[1]

[1] CETE du Sud-ouest, Département Laboratoire de Bordeaux, Bordeaux, yves.nedelec@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La défense du littoral contre la mer est parfois assurée par des ouvrages en terre, construits sur des terres basses aux sols meubles ou compressibles (argiles molles, tourbes, ...). C'est par exemple le cas en bordure de nombreux marais littoraux ou estuaires. Le comportement de ces ouvrages, et le rôle qu'ils jouent, ne sont pas nécessairement adaptés aux attentes des populations qui résident en arrière d'eux et se croient protégées. En outre, les conditions de leur construction, comme de leur entretien, sont largement dictées par leur environnement immédiat et les matériaux disponibles.

Au cours de la tempête Xynthia qui a frappé une partie de la façade atlantique en 2010, certains ouvrages de ce type ont rompu. Réparés ou reconstruits en urgence, ils ont présenté ensuite des désordres, ce qui amène à s'interroger sur les méthodes de construction employées.

Nous présentons des exemples de résultats d'un examen de ruptures et des désordres sur les départements de Gironde et de Charente Maritime, qui révèlent les multiples contraintes spécifiques associées à ces ouvrages. Ceux-ci sont construits avec le matériau disponible sur place, aisé à collecter, mais de qualité inadaptée. Ainsi, une fois construite, la digue s'affaisse par endroits sur elle-même, ou s'enfonce dans le terrain avoisinant. Sa vulnérabilité n'est donc pas seulement relative à l'attaque de l'eau lors des tempêtes, elle se manifeste également par temps sec.

Enfin, ces ouvrages occupent un espace naturel en général de grande qualité biologique, écosystème essentiel pour de nombreuses espèces animales et végétales. Les travaux opérés sur ces défenses ont donc des impacts sur le milieu et le paysage qui doivent être pris en considération.

Abstract

The land bordering the sea is sometimes protected against water by earthen levees, built on low grounds made of loose or compressible soils (soft clay, peat…). Examples can be met on many bounds of coastal swamps or estuaries. These constructions do not necessarily show the behavior nor play the defense role expected by the populations who live on the rear of them, and feel secure as such. Moreover, their direct environment and materials at hand in the vicinity induce largely the way they are built and maintained.

During the so-called “Xynthia” storm, which hit the central-western coasts of France in 2010, some of these levees broke. Though readily repaired or rebuilt, disorders were observed afterwards on new sections, revealing a need to question the techniques used.

The work presented here gives some examples of broken sections and disorders in levees of the Gironde and Charente-Maritime departments, examined against the restrictions met during the building or repair process. Materials appear to be chosen at hand, so that though easier to operate, they are of inappropriate quality. Once finished, parts of the levee settle, either on themselves, or on a compressed and deepening surrounding ground. This shows that the structure is as much exposed to threats during dry seasons, as it is during high water events.

Finally, these constructions are parts of natural spaces of great biological quality. The environmental impacts of their operation need therefore a special care.

Introduction

Certains territoires en bord de mer ou d’estuaire sont qualifiés de terres basses. Ce sont de vastes étendues, d'altitude quasiment uniforme et proche du niveau de la mer. Les parcelles, en général à vocation agricole, ont un sol très meuble et sont séparées par des réseaux de fossés, talus et digues, ainsi que des plans d'eau épars. Ces territoires sont souvent des zones de marais saumâtres gagnées sur la mer,

par le biais d'une évolution naturelle au départ puis d'une organisation en polders, grâce au travail des hommes.
Les superficies concernées en France sont variables, des secteurs très étendus se rencontrent au centre de la façade atlantique. C'est par exemple le cas de la baie de l'Aiguillon, dans laquelle se jette la Sèvre Niortaise, des marais de Guérande ou de la baie de Bourgneuf en Loire-Atlantique. C'est aussi le cas des rives de la Gironde depuis le Bec d'Ambès jusqu'à l'Océan.
Ces terres basses, pratiquement situées au niveau de la mer, ont été pour certaines d'entre elles durement touchées par les récentes tempêtes qui ont traversé le pays. Ce fut notamment le cas pour la tempête Xynthia, qui a provoqué le 28 février 2010 des inondations meurtrières en Vendée et en Charente-Maritime. C'est notamment la concomitance de trois facteurs, l'élévation du niveau marin par la diminution de pression atmosphérique due à la tempête, l'atteinte, par la surface de l'eau, d'une cote de pleine mer affectée d'un coefficient de marée élevé, et des vents violents (de direction Sud-ouest/Nord-est) poussant les masses d'eau vers les terres, qui a contribué à son caractère exceptionnel. La cote maximale de la surface de l'eau à l'heure de pleine mer sur le littoral de la Vendée et de la Charente-Maritime.
Pourtant, ces territoires sont bordés, voire quadrillés, par des digues en terre. Si ces dernières sont les seuls éléments de relief pouvant s'opposer à l'avancée des eaux, elles ont cependant montré des faiblesses, tant par leurs dimensions que par leur résistance à l'attaque des flots.
Le sol constituant ces terres basses est un matériau réparti de manière homogène, qui résulte de dépôts géologiques récents (postérieurs au pléistocène). Il sert de support à diverses activités humaines (agriculture, voirie, bâtiments) et fournit en même temps les matériaux de construction pour les digues. Très meuble, il est qualifié de compressible car les ouvrages construits dessus entraînent sa déformation, par l'effet de leur poids. Cette déformation peut avec le temps fragiliser une digue, dans la mesure où elle en abaisse la crête, et en diminue ainsi le rôle de protection.
La photographie ci-dessous (Figure 1) illustre le type de paysage qui nous intéresse ici : des parcelles en prairie, entrecoupées de digues, routes et fossés. Observé ici suite à l'inondation par la tempête Xynthia, le paysage est en temps normal exempt d'eau, hormis dans des retenues ou fossés en relation avec la mer et susceptible de se remplir à la marée montante.

Nous présentons dans la suite les contraintes qui pèsent sur l'insertion des digues dans de tels paysages, à travers leur structure d'une part, mais aussi à travers les opérations dont elles font l'objet, principalement l'entretien et les réparations. Ces généralités sont ensuite illustrées par trois exemples d'observations, portant respectivement sur l'exposition aux phénomènes hydrodynamiques néfastes, les mécanismes de rupture, et les problèmes liés à l'entretien et à la réparation.



FIGURE 1: VUE AÉRIENNE DE DIGUES ET DE LEUR ENVIRONNEMENT DE TERRES BASSES (SOURCE : SÉCURITÉ CIVILE)

Contraintes affectant les digues construites sur des terres basses aux sols compressibles

D'un point de vue pratique, on peut considérer que ces digues et le sol qui les supportent ne font qu'un. Âgées de plusieurs dizaines d'années, voire de plusieurs siècles, elles ont été construites avec le matériau disponible sur place, aisé à collecter et manipuler régulièrement d'une saison à l'autre, avec les moyens de l'époque.
Les sols compressibles des terres basses correspondent à des dépôts récents d'argiles, de vases et limons présents dans les zones littorales, les estuaires, des fleuves ou encore les zones marécageuses. Ces dépôts sont dits récents dans l'échelle des temps géologiques puisqu'ils se sont formés depuis les dernières phases du Pléistocène, commençant il y a environ 20000 ans [1]. Pendant ces périodes, 30 % des terres du globe étaient recouvertes de glaciers. La formation de ces dépôts d'argiles molles est régie par la disparition progressive de ces glaciers entre 20000 et 5000 ans.
Les sols compressibles argileux sont composés de fines particules de quartz, feldspath et de minéraux argileux. Leur présence s'explique par plusieurs processus géologiques comme l'abrasion de la roche mère et l'altération géochimique qui peuvent varier selon la nature de la roche mère ainsi que les conditions climatiques, de transport et de dépôt. La sédimentation de ces particules fines n'a pu se faire que dans des milieux de dépôt calme. Toutes les caractéristiques du milieu de dépôt (salinité, température, volume et type d'apport solide) ont eu un effet sur les caractéristiques lithologiques des sédiments.
En géotechnique, les constructions ont souvent été évitées sur les sols compressibles, notamment à cause des problèmes liés à la stabilité, aux tassements, … Dans le cas des structures hydrauliques comme les digues ou les barrages, le tassement peut être très important (de l'ordre de 1 à plusieurs mètres) et

sur un intervalle de temps pouvant varier entre 1 et 2 siècles [1].
La circulation d'engins lourds s'avère très difficile sur les terrains meubles avoisinants. Ces difficultés d'accès constituent un frein au transport, et donc à l'usage de matériaux extérieurs pour la construction comme pour l'entretien des ouvrages. C'est notamment pourquoi l'emploi de matériaux disponibles à proximité a été privilégié. A cette contrainte s'ajoutent des distances parfois longues à parcourir depuis les routes du continent pour trouver des matériaux adaptés.
Une fois construites, ces digues en terre sont régulièrement atteintes par les flots, et exposées à des phénomènes hydrodynamiques agressifs. Le courant et les vagues peuvent provoquer des phénomènes d'érosion. La pente du talus se raidit alors côté mer, à mesure que son pied est attaqué. Les matériaux sont saturés en eau et les caractéristiques mécaniques sont affaiblies. Cet enchaînement se poursuit par des glissements de terre favorisant des perturbations hydrauliques puis l'ouverture d'une brèche.
Les érosions externes (matériau attaqué à la surface de la digue) et les affouillements peuvent d'une manière générale être analysés au regard de quatre grands facteurs :

- la vitesse moyenne de l'eau le long de la digue, qui dépend de la distance de la digue par rapport à la mer. Certaines digues sont ainsi fortement exposées lorsqu'elles se situent aux abords immédiats de la mer,
- les perturbations hydrauliques locales qui entraînent des tourbillons et des courants plus élevés,
- la nature et l'état de protection (matériau enherbé, à nu, fissuré, présentant des crevasses...) du talus de la digue côté mer.
- le phénomène de surverse, qui se produit lorsque les eaux atteignent le niveau de la crête en son point bas, et qui initie un processus comparable à l'érosion directe par la mer. Mais dans ce cas c'est le talus opposé à la mer qui est progressivement dégradé jusqu'à une brèche ou une ouverture quasiment complète.

Sans être soumises à l'action de l'eau, du fait de la qualité médiocre des sols les constituant, et de la mise en œuvre peu soignée de ces sols, les digues sont exposées à des phénomènes de tassements internes (le corps de la digue s'affaisse sur lui-même) ou externes (la digue s'enfonce dans le terrain avoisinant). Ces tassements peuvent conduire, pendant l'existence de l'ouvrage, à un abaissement pluricentimétrique, et peuvent être amplifiés par l'excavation en pied de talus. Cette excavation crée un fossé le long de la digue, et élimine l'ensemble de la couche sur-consolidée de surface (la croûte superficielle). Le matériau sous-jacent, ramené à la surface, est sensiblement plus déformable que celui qui le surmontait.
Ceci est une caractéristique importante des digues décrites ici : leur vulnérabilité n'est pas seulement relative à l'attaque de l'eau lors des tempêtes ou des fortes marées, elle se manifeste également par temps sec. Cela résulte d'une part des phénomènes de tassement cités précédemment, et d'autre part de possibles dégradations de la crête, occasionnées par la succession des phases de pluie et d'assèchement par le soleil. La photographie ci-dessous (Figure 2) montre le niveau de gravité que peut atteindre cette dégradation. La digue qui y est présentée, réparée quelques mois auparavant, présente des crevasses, qui vont jusqu'à provoquer l'effondrement des talus.
Enfin, ces digues sont insérées dans un milieu naturel environnant en général de grande qualité biologique, support de biodiversité et écosystème essentiel pour de nombreuses espèces animales et végétales. Elles contribuent pleinement à la vie de ce milieu et constituent un élément important du paysage. Les travaux opérés sur ces digues auront donc un impact sur le milieu et le paysage qui doit être pris en considération.



FIGURE 2: VUE D'UNE CRÊTE DE DIGUE EN TERRE SUBISSANT L'APPARITION DE CREVASSES
(AUTEUR : F. CLÉMENT, CETE DU SUD-OUEST)

Les trois exemples qui suivent illustrent chacun un aspect de cette vulnérabilité des digues de terres basses. La carte de la Figure 3 situe géographiquement les cas présentés.

Exposition à des phénomènes hydrodynamiques agressifs

L'exemple de la brèche "Castel", sur la commune de Macau, et situé dans l'estuaire de la Gironde, illustre l'influence de l'exposition des ouvrages de défense sur terres basses à des phénomènes hydrodynamiques complexes.
Sur la commune de Macau, les digues bordent la Gironde, et protègent des terres de marais contre la montée des eaux qui se manifeste à chaque marée. Au lieu-dit "Castel", c'est un ancien méandre fluvial, la "Maqueline", qui longe la berge.

Pendant la tempête Xynthia, les effets de la hausse exceptionnelle du niveau de la surface de la mer, se sont manifestés bien en amont de la Gironde. Des vagues et de forts courants sont ainsi venus frapper l'ouvrage en terre lors de la montée des eaux. Ceux-ci auront pour effet de créer une brèche ponctuelle (Figure 4), au sein d'un linéaire de digue considéré comme en bon état antérieurement à la tempête [2].

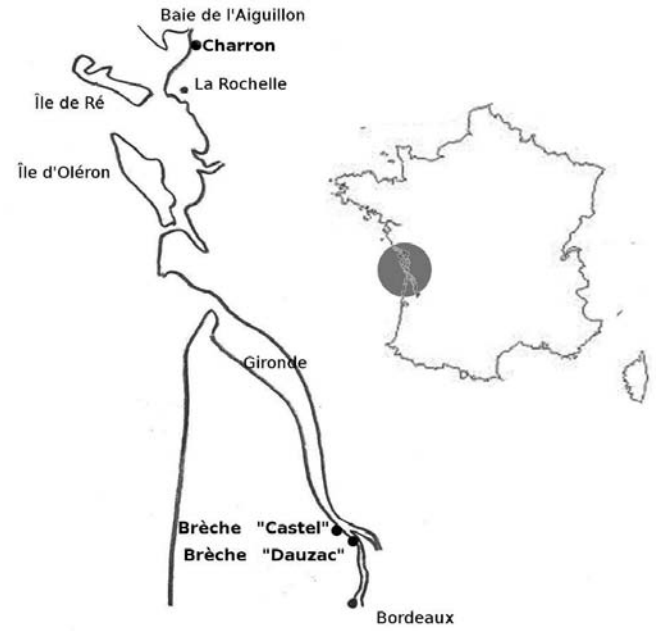


FIGURE 3: CARTE DE SITUATION GÉOGRAPHIQUE DES EXEMPLES PRÉSENTÉS

Les pieux bois mis à nu, visibles sur la rive opposée (Figure 5), témoignent d'une érosion importante du pied de digue dans ce bras de faible largeur.

Les effets de la géométrie des berges sur l'écoulement de la Gironde ont ici entraîné d'importantes turbulences, en raison de la présence, à l'amont immédiat de la brèche, d'un ancien méandre fluvial, "La Maqueline". Cette modification locale de l'écoulement est un facteur complémentaire majeur dans la formation du désordre, qui ne présentait pas de prédispositions géotechniques.
L'exposition des digues, non seulement à des niveaux d'eau élevés ou à des courants fluviaux rapides, mais aussi à des singularités hydrauliques, dues à la multiplicité des ouvrages ou à des particularités topographiques, amplifiées au sein de terres basses au relief uniforme par ailleurs, est un élément primordial pour comprendre les modes de ruptures et les moyens de prévention envisageables.





FIGURES 4 ET 5 : VUES DE LA BRÈCHE "CASTEL" (AUTEUR : F. CLÉMENT, CETE DU SUD-OUEST)

Les mécanismes de rupture

Les ouvrages de défense à la mer de la commune de Charron, qui quadrillent le sud de la baie de l'Aiguillon (embouchure de la Sèvre Niortaise) sont des digues en terre. La cause des désordres survenus sur cette commune est principalement la surverse, le niveau marin excédant très largement les altitudes des crêtes.

Les érosions de surverse peuvent être classées en différents stades d'après G. J. Hanson [3].

- Stade 1 : Érosion du talus en aval côté terre et décrochements,
- Stade 2 : Érosion de la crête de digue,
- Stade 3 : Érosion du talus côté réservoir et formation de la brèche,
- Stade 4 : Expansion et élargissement de la brèche.

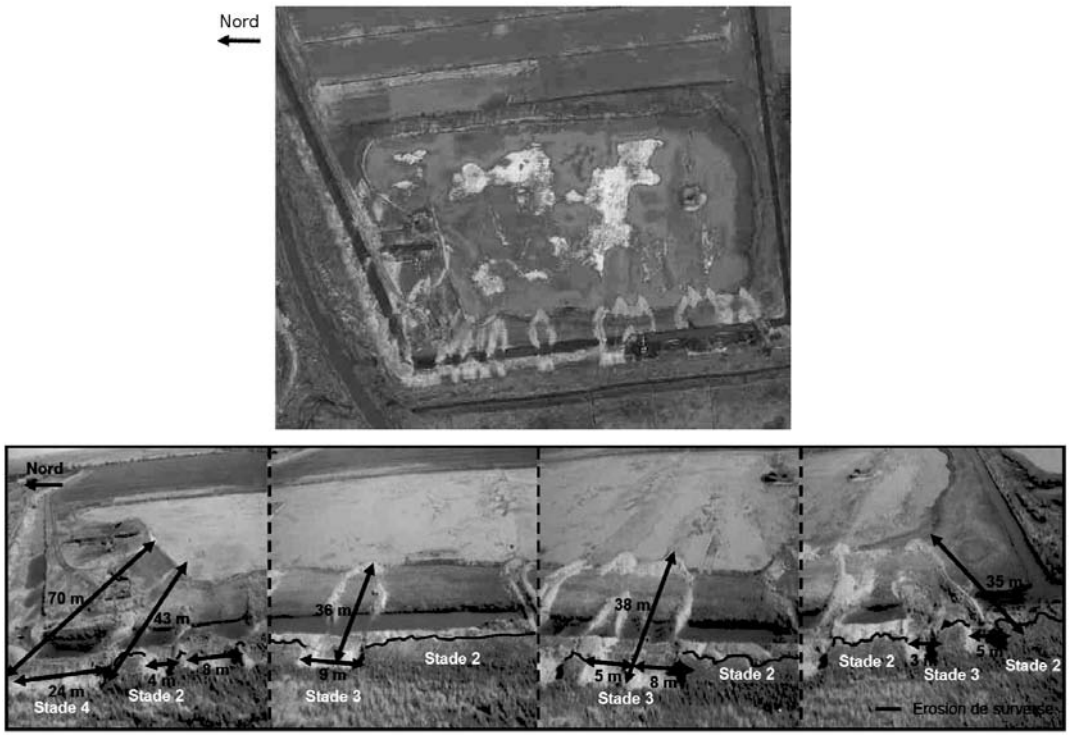


FIGURE 6 : DIMENSIONNEMENT DES DÉSORDRES DE LA DIGUE NORD DES MIZOTTES SUR LA COMMUNE DE CHARRON (EN HAUT : CLICHÉ IGN, EN BAS : VUES D'HÉLICOPTÈRE SÉCURITÉ CIVILE)



FIGURE 7 : VUE D'HÉLICOPTÈRE DE LA DIGUE NORD DES MIZOTTES SUR LA COMMUNE DE CHARRON ET DU CANAL DU CURÉ, AU LENDEMAIN DE LA TEMPÊTE XYNTHIA (SOURCE : SÉCURITÉ CIVILE)

Sur l'image aérienne en haut de la Figure 6, plusieurs brèches peuvent être observées sur la digue dite des "Mizottes". Elles sont accompagnées de cônes de dépôt qu'elles forment du côté terre. Ces indices témoignent du sens et de l'intensité des courants traversant l'ouvrage.
On constate que l'orientation des dépôts change en remontant vers le Nord. Cette modification est due à l'influence du Canal du Curé sur les courants venant de l'océan. La bathymétrie peut participer à la formation locale de vagues destructrices responsables de ruptures.
Des courants de vents forts peuvent aussi renforcer les assauts de la mer. Une brèche beaucoup plus importante est observable dans le coude, à la jonction des courants océaniques et de celui du Canal du Curé. La disposition de l'ouvrage face à une singularité hydraulique entraîne une rupture de digue plus importante.

Certains travaux d'urgence ont déjà été réalisés sur cette digue au moment de la prise de vue, les brèches elles-mêmes ne sont donc plus visibles. Les réparations sont repérées au niveau des ouvrages de défense à la mer car les terres sont gorgées d'eau et apparaissent plus sombres que les digues anciennes (visible au Sud de la parcelle sur la Figure 6, en haut).

La comparaison des images aériennes et des photographies prises en hélicoptère, portées en bas de la Figure 6, permet de mettre en évidence l'hétérogénéité des stades de formation des brèches, pour un même ouvrage. Les cônes de dépôts ont une longueur moyenne de 40 m et sont orientés d'Ouest en Est. Au niveau du coude de l'ouvrage, l'orientation des dépôts est Nord-ouest/Sud-est avec des longueurs allant jusqu'à 70 m. La digue a donc présenté des désordres plus

importants au niveau de ce coude, le stade 4 d'évolution y étant du reste atteint.

Le site présente ici, comme dans l'exemple précédent, une singularité hydraulique qui a influencé le comportement de l'ouvrage. Les digues forment un couloir bordant le canal du Curé (Visible sur l'axe vertical central de la Figure 7), qui amplifie l'impact des vagues sur les ouvrages.

Les problèmes d'entretien et de réparation d'urgence

Le cas des digues de Charron, est un des exemples de cette vulnérabilité et des difficultés de réparation en urgence. Ces digues ont été touchées par la tempête Xynthia sur une très grande partie de leur linéaire, évaluée à environ 12 km et présentant une succession de ruptures plus ou moins importantes.

Une première phase de travaux d'urgence a été réalisée quelques jours après la tempête, pour protéger les habitations des marées d'équinoxe de printemps. L'intervention sur les ouvrages s'est limitée à remettre en place une levée de terre à la hauteur voulue à l'aide de pelles mécaniques (Comme cela est par exemple visible sur la Figure 7). Celles-ci ont prélevé la terre à proximité côté mer, ou ont réemployé une partie des matériaux des digues emportés par les eaux. Un compactage limité des ouvrages a été réalisé avec le godet de la pelle mécanique.

Un mois après ces travaux d'urgence, un diagnostic des digues de Charron a été effectué en présence des agents du CETE du Sud-ouest, Laboratoire de Bordeaux, du Syndicat UNIMA de Charente Maritime et de la Direction Départementale des Territoires et de la Mer de Charente-Maritime. Sur les digues en terre entièrement reconstruites suite à la tempête, des désordres ont été observés. Des fentes de dessiccation s'observent au niveau des crêtes de digues et les talus à fortes pentes sont très instables. Un enherbement a été réalisé pour stabiliser ses digues. Pourtant, un an après, lors d'un nouveau diagnostic de ces mêmes digues en terre des désordres persistaient

Les réparations peuvent altérer la géométrie des ouvrages, et avoir des conséquences importantes face aux assauts de la mer. La brèche "Dauzac" (Commune de Macau, dans l'estuaire de la Gironde), d'une largeur supérieure à 40 m, est apparue suite à la tempête Xynthia. Elle a entraîné un creusement des terres supérieur à 4 m de profondeur, dû à la vidange des terrains inondés vers la Garonne et à marée basse par écoulement gravitaire, créant des ravines d'érosion régressive et des chutes d'eau.
Comme réparation, une digue en terre en arc de cercle a été construite dans le but de contourner les ravines créées par la vidange des eaux (Voir la Figure 8).



FIGURE 8 : VUE D'UNE RÉPARATION DE BRÈCHE EN ARC DE CERCLE, BRÈCHE DAUZAC
(AUTEUR : F. CLÉMENT, CETE DU SUD-OUEST)

Les caractéristiques mécaniques résiduelles à court terme des sols supports (cohésions non drainées résiduelles), évaluées à partir de profils scissométriques réalisés à proximité de la zone de rupture, étaient trop faibles pour permettre une reconstruction sans amélioration de sol. Le sol étant profondément creusé à l'emplacement initial de la digue, faute de temps, de pieux bois ou d'inclusions rigides disponibles et suffisamment longs, il a été décidé de réaliser l'ouvrage en terre sur sol vierge avec une configuration en voûte inverse. A l'inverse d'un barrage en voûte, la forme retenue pour l'ouvrage réparé est propice à l'apparition de fissures. L'eau pousse en effet sur l'ouvrage qui tend à se déformer dans le sens d'une ouverture. Des fissures sur la crête côté terre (La figure 9 qui suit illustre l'évolution de la réparation) ont effectivement été constatées dès septembre 2011.

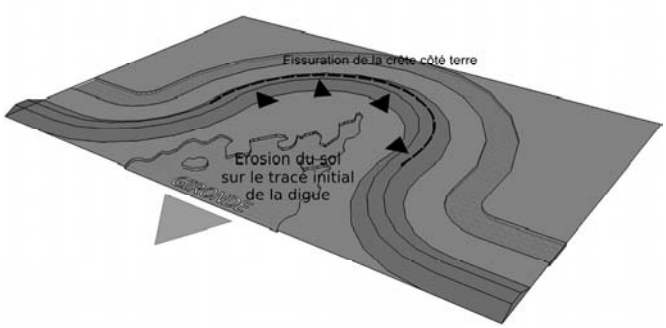


FIGURE 9 : ILLUSTRATION DE L'ÉVOLUTION DE LA RÉPARATION DE LA BRÈCHE "DAUZAC"

Conclusion

Le linéaire de digues littorales situées sur des terres basses et des sols compressibles est important sur la façade atlantique. La construction et l'entretien de ces ouvrages sont soumis à de fortes contraintes. Elles concernent la qualité des sols, à la fois en tant que support, et en tant que matériau de construction. Les désordres qui peuvent en découler sont évolutifs, ils touchent l'ouvrage tout au long de son existence, et relèvent tant des périodes de submersion, que des périodes de temps sec.

A ces difficultés s'ajoutent des contraintes hydrodynamiques qui réclameraient l'emploi de matériaux nobles pour garantir un niveau de protection suffisant contre la submersion. Ce type de travaux représente un investissement à confronter aux enjeux défendus historiquement (marais et zones naturelles, polders…) et à des objectifs de protection de populations résidentes ou d'infrastructures.

De plus, ces ouvrages se situent dans des zones naturelles sensibles, voire des réserves naturelles protégées. Les ouvrages de défense à la mer construits avec et sur les sols de terres basses sont alors soumis à des précautions supplémentaires, qui poussent avec les difficultés évoquées précédemment, à des compromis particuliers.

Références

[1] Leroueil S., Magnan J.P., Tavenas F. (1985) Remblais sur argiles molles, Lavoisier, Technique et Documentation, 342 p

[2] Syndicat Mixte pour le Développeemnt Durable de l'Estuaire de la Gironde (2008) *Elaboration d'un Référentiel de Protection contre les Inondations sur l'Estuaire de la Gironde – Rapport d'étape 5 : connaissance du système de protection* 22 planches cartographiques

[3] Hanson G. J., Cook K.R. and Hunt S.L. (2005) *Physical modeling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments.* Transactions of the ASABE 48(5), pp. 1783-1794

Techniques de réparations de digues

Repair techniques of dikes

P. Argentier[1], M. Pinhas[2]

[1] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, p.argentier@adisere.fr
[2] AD Isère Drac Romanche, Grenoble, m.pinhas@adisere.fr

Résumé

L'AD Isère Drac Romanche a développé au fil des années des techniques de réparation sur des endiguements anciens. Ces techniques bénéficient d'un retour d'expérience significatif et présentent, par rapport à de gros travaux de premier établissement, les particularités suivantes :

- Simplicité de la conception,
- Coûts maîtrisés grâce à une standardisation des spécifications et des modes de mise en œuvre,
- Niveau de définition et fonctionnalité (longévité) modulables et adaptables dans le temps (banquettes anti-érosion, renforcement de la stabilité, possibilité de circuler pour inspection),
- Adaptation à des désordres ponctuels en profitant de l'existant,
- Mise en œuvre en eau sans batardeau malgré des talus très hauts et des fosses d'affouillement,
- Maîtrise d'œuvre interne.

Abstract

The AD Isère Drac Romanche has developed over the years repair techniques on old embankments. These techniques have a signigicant return on experience and are compared to the first major work of establishing the following features:

- Simplicity of design,
- Cost control through standardization of specifications and methods.
- Level definition and functionality (longevity) flexible and adaptable over time (anti erosion benches, stability reinforcement, possibility of moving along for inspection),
- Adaptation to punctual disorders making use of the existing,
- Implementation in water without cofferdam despite very high slopes and scour holes,
- Project management realized internally.

Introduction

L'AD Isère Drac Romanche (désignée ensuite sous le vocable AD) assure la gestion et l'entretien de 220 km de digues répartis sur 3 rivières importantes du département de l'Isère : l'Isère, le Drac et la Romanche (et ses affluents, l'Eau d'Olle et la Lignarre).

Ces endiguements présentent globalement des caractéristiques similaires : édifiés pour la plupart au XIX° siècle et pour certains rehaussés entre les années 1950 et 1970, ils ont été réalisés hors de toutes règles de l'art (peu ou pas de compactage) avec des matériaux sablo-graveleux prélevés sur place et présentant des caractéristiques géotechniques peu satisfaisantes ; de plus, construits les "les pieds dans l'eau" (action permanente de la rivière) sur une emprise foncière réduite au minimum (aucune maîtrise du foncier au-delà du pied de talus), ils présentent des talus très raides autant côté rivière que côté val et une largeur en crête particulièrement étroite (3 à 4 m) ; enfin, les talus sont souvent occupés par un boisement dense et on y observe parfois la présence d'animaux fouisseurs.

Surveillance des ouvrages

Les ouvrages gérés par l'AD font l'objet d'une surveillance continue dans le cadre de *"Consignes de surveillance hors-crue et en crue"* validées par les services de contrôle de l'Etat (DREAL). Cette surveillance est essentiellement visuelle mais peut être complétée par des levés topographiques et des études (diagnostic géotechnique par exemple).

La mise en en œuvre de travaux est déterminée par l'analyse conjointe des constatations faites lors des tournées de surveillance, des résultats des études réglementaires (*Visite Technique Approfondie, Etude De Danger*), des enjeux à proximité de l'ouvrage concerné, de la vitesse d'évolution du phénomène, des capacités financières et des modalités réglementaires.

Une surveillance accrue est mise en place après travaux et chaque ouvrage est inspectée après le passage d'une crue.

Désordres observés
Les caractéristiques détaillées précédemment sont à l'origine des désordres observés couramment sur tout le linéaire de digues. Ceux-ci témoignent d'un risque important de rupture par glissement et/ou érosion interne :

- érosion et affouillement du pied de talus côté rivière,
- effondrement du talus de digue par glissement,
- fuites d'eau à travers le corps de digue lors d'épisodes de crues,
- formation de fontis,
- présence de terriers.

Ces désordres ont de plus la particularité de présenter des dimensions très variables : de quelques mètres à plusieurs centaines de mètres.

Principes mis en œuvre

L'AD a développé plusieurs techniques de réparations adaptées aux diverses contraintes et spécificités de ses ouvrages : digues étroites, talus hauts et raides en contact direct avec la rivière, matériaux hétérogènes et instables, présence de végétation … Celles-ci permettent de faire face à tous les désordres suivant leur forme, dimension et position par rapport à la digue.
Ces techniques ne sont pas des travaux de première urgence bien que certaines puissent être appliquées dans un contexte d'urgence.

Principes généraux
Les réparations de digue sont effectuées suivant le principe où l'ouvrage réalisé ne saurait être endommagé fonctionnellement sur un événement. Ainsi, la pérennité de l'aménagement est choisie pour couvrir une période plus ou moins longue incluant plus ou moins de reprises intermédiaires, avec la notion de facteur de sécurité sur un événement qui doit garantir l'efficacité de la réparation pour cet événement.

Les techniques utilisées respectent les règles de l'art, pour autant que celles-ci existent pour la partie d'ouvrage concerné, eu égard aux objectifs ponctuels fixés dans le projet. Par exemple, le traitement de la stabilité du talus externe n'implique pas le traitement de la stabilité interne de la digue.

Principes techniques
Les techniques de réparation développées par l'AD sont basées sur les principes suivants :

- simplicité de la conception : ouvrage facilement dimensionnable suivant le niveau de protection et la géométrie souhaités (ouvrage circulable ou non),
- simplicité de la mise en œuvre : utilisation de techniques de terrassement courantes (déblais, remblais, enrochements, compactage …), peu ou pas d'ouvrages provisoires (batardeaux..),
- géométrie et niveau de performance des ouvrages modifiables et adaptables dans le temps,
- installations et emprise de chantier réduites,
- disponibilité et "rusticité" des matériaux de remblai.

Sur ce dernier critère, l'AD privilégie en effet autant que possible l'utilisation de matériaux locaux (carrières, purge d'éboulements, curage de plages de dépôts …) et bruts d'extraction (peu de tri, pas de criblage et concassage). Ces matériaux varient suivant leur origine géographique : calcaire 0/200 à 0/400 mm pour l'Isère et le Drac, schistes 0/200mm et gneiss 0/400 mm dans la plaine de l'Oisans. Utilisés régulièrement depuis une vingtaine d'années, ils ont montré des qualités très intéressantes : mise en œuvre facile en eau ou hors d'eau, bon comportement mécanique (pas de tassement significatif observé), bonne résistance aux crues. Ils permettent ainsi de traiter les grands volumes de remblai à un coût moindre.

Le choix de la technique à mettre en œuvre est déterminé en fonction du type de désordre à traiter, du linéaire concerné, de la configuration de la rivière (courbe, rétrécissement du lit, formation de fosse …) et des enjeux à proximité immédiate. Quelque soit le niveau de finition de la réparation (remblai "brut" ou enrochement), celle-ci est recouverte par les déblais terreux du site puis revégétalisée par ensemencement hydraulique ou manuel (pour les petites surfaces).

Les travaux dans l'eau (les plus courants) sont en principe réalisés entre les mois de septembre et avril (automne - hiver) afin de bénéficier des "meilleures" conditions hydrauliques (période d'étiage).

Techniques de réparations

Banquette en pied de digue (côté rivière)
Ce type d'ouvrage est le plus couramment mis en œuvre par l'AD. Il s'applique en effet à un désordre observé de manière récurrente sur tout le linéaire de digue : l'érosion longitudinale avec affouillement du pied de digue.

Réalisé en remblai 0/400 mm, cet ouvrage est moins pérenne qu'un enrochement mais il permet d'assurer une protection efficace du pied et du talus de digue à un moindre coût (cf. figure 1). La tenue dans le temps et après plusieurs crues s'est en effet révélée très satisfaisante et il peut être facilement modifié et adapté (reprise de talus, apport d'un complément de remblai…). Il présente en outre l'avantage pour les usagers de la digue (promeneurs, cyclistes...) de permettre la conservation d'un rideau de végétation en crête de digue.

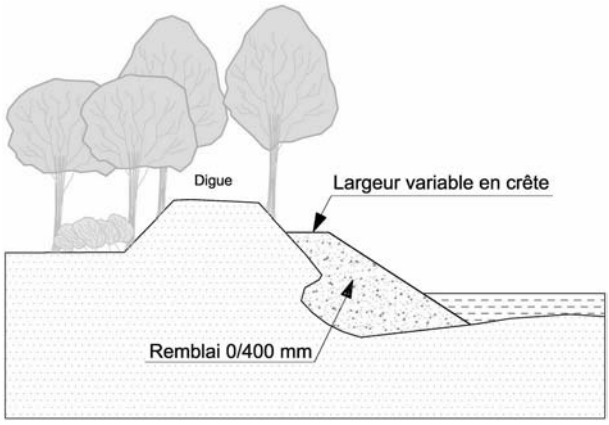


FIGURE 1 : COUPE-TYPE

Les travaux se déroulent depuis le pied du talus de digue à réparer et font appel à des engins de terrassement courants.
Une rampe d'accès au pied de digue est d'abord réalisée (cf. figure 2), de longueur et largeur adaptée aux engins d'approvisionnement (camions semi-remorques ou 8x4).



FIGURE 2 : RAMPE D'ACCÈS AU PIED DE DIGUE

La banquette de renforcement est ensuite réalisée en remblai de type 0/400 mm mis en œuvre d'amont en aval. Celui-ci ne doit en aucun cas être déversé directement dans l'eau : il est déposé à l'extrémité de la banquette puis poussé à la pelle mécanique ou au chargeur.
Le remblai 0/400 mm étant en général mis en place dans des fosses d'affouillement, la réalisation d'une "bêche d'ancrage" n'est pas nécessaire.
La purge des matériaux instables et le retrait de la végétation gênante se font à l'avancement de la mise en œuvre du remblai.
Dans cette phase de chantier, la banquette est utilisée comme piste d'approvisionnement. Afin d'assurer des conditions de circulation en sécurité, elle présente alors une largeur de 6 à 7 mètres et est calée à 1,50 mètre au dessus du fil d'eau (cf. figure 3).



FIGURE 3 : BANQUETTE CIRCULABLE EN PIED DE DIGUE

Une fois la banquette en place, celle-ci est retalutée de l'aval vers l'amont (cf. figure 4). Cette opération a pour objectif d'en réduire la largeur (emprise dans le lit mineur) et de la rehausser à la cote projet avec les déblais issus de ce retalutage.

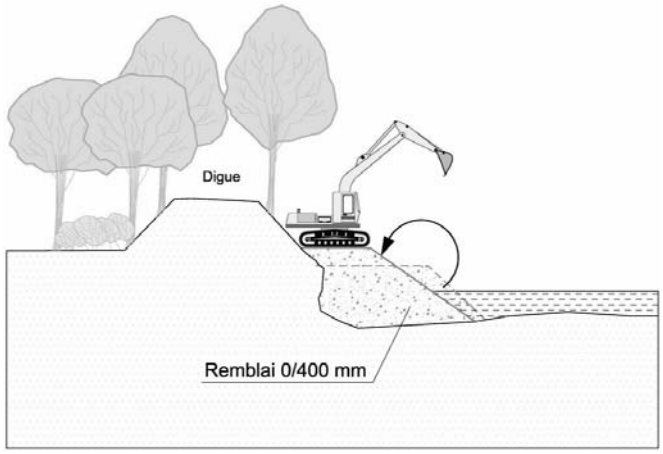


FIGURE 4 : RETALUTAGE ET REHAUSSE DE LA BANQUETTE

Lors de cette dernière phase, le talus de la banquette peut également faire l'objet d'une couverture par un parement en enrochements suivant la configuration de la rivière et les enjeux à proximité de la digue (cf. figure 5).

En fin de chantier, la banquette restera accessible pour les opérations d'inspection et d'entretien ultérieures, soit à pied, soit avec des engins de gabarit courant (tracteurs ou pelle mécanique), en fonction de sa largeur finale (2 à 4 mètres).

Ce type d'ouvrage ne nécessite pas de précautions particulières en matière de compactage ; les modalités de mise en œuvre décrites précédemment permettent d'éviter le foisonnement du remblai 0/400 mm et les éventuels tassements qui pourraient se produire ne sont pas préjudiciables à l'ouvrage.



FIGURE 5 : ENROCHEMENT D'UNE BANQUETTE

Une variante de cette technique est destinée aux talus très hauts et/ou présentant des désordres importants jusqu'en crête de digue (cf. figure 6). Elle consiste, dans un premier temps, à réaliser une banquette en pied de digue (éventuellement enrochée) comme décrit précédemment. Puis, dans un deuxième temps, le talus est intégralement renforcé par mise en œuvre de remblai 0/400 mm ; cette dernière intervention s'effectue alors depuis la crête de digue.

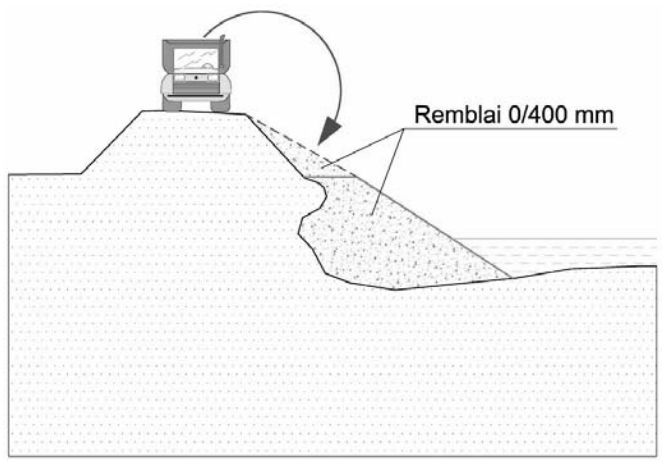


FIGURE 6 : VARIANTE - RÉPARATION COMPLÈTE DU TALUS

En termes d'empiétement dans le lit de la rivière, s'agissant d'interventions suite à des érosions importantes, l'emprise des travaux finis est en général considérée comme peu significative. Par ailleurs, pour ce qui concerne le contrôle et le suivi de la turbidité lors de la mise en œuvre des remblais, aucune mesure particulière n'est mise en place ; les mesures existantes telles que filtres en bottes de paille, barrages filtrants, bassins de décantation etc… s'avèrent en effet inadaptées à la configuration des chantiers (largeur et profondeur du lit, régime hydraulique…).
Dans tous les cas (sauf urgence), chaque projet fait l'objet d'une procédure préalable d'autorisation au titre du Code de l'Environnement (autorisation ou déclaration).

Réparation ponctuelle de talus de digue

Ce type d'intervention concerne les érosions longitudinales avec affouillement du pied de digue et les glissements de talus lorsque ces désordres se développent sur un linéaire réduit (40 à 50 mètres maximum).
Les travaux se déroulent exclusivement depuis la crête de digue et nécessitent donc d'enlever toute la végétation sur talus et en crête (cf. figure 7). C'est pourquoi cette technique est plutôt utilisée sur des linéaires courts. En l'absence de végétation ligneuse, elle peut évidemment être appliquée sur des linéaires plus importants.
Compte tenu de la hauteur importante des talus, ces travaux imposent en général l'utilisation d'une pelle "à grands bras" (portée de 12 à 15 mètres).

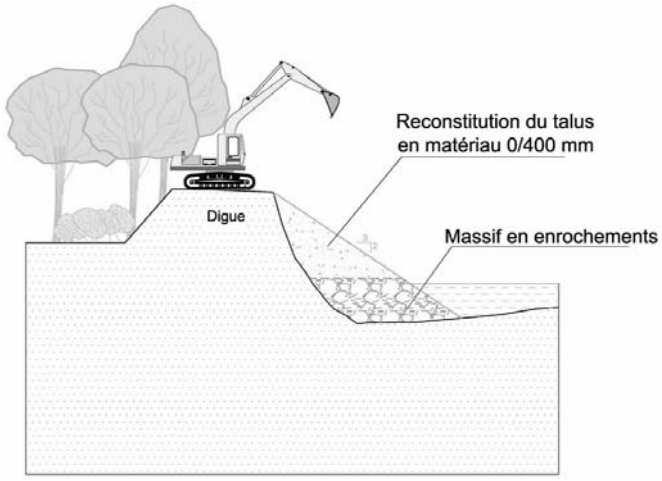


FIGURE 7 : RÉPARATION PONCTUELLE - COUPE-TYPE

Le talus est dans un premier temps purgé des matériaux instables. Un massif d'enrochements est ensuite constitué en pied de digue jusqu'à un niveau hors d'eau.
Enfin, s'appuyant sur ce massif, le talus de digue est reconstitué en remblai de type 0/400 mm (cf. figure 8) compacté par couche avec le godet de la pelle.
Les différents chantiers réalisés ont montré que la mise en œuvre du remblai 0/400 mm sur le talus pouvait s'affranchir de la présence d'un dispositif filtrant (géotextile) vis-à-vis des fines présentes dans le corps de digue.

Suivant les enjeux à proximité de la digue et la configuration de la rivière, le nouveau talus peut être protégé par un parement en enrochements.

Massif drainant

Ce type d'ouvrage (cf. figure 9) a pour objectif de traiter simultanément les risques de rupture de digue par glissement de talus côté terre et par érosion interne lors d'un épisode de crue (mise en charge de la digue).



FIGURE 8 : RECONSTITUTION DE TALUS

Pour chaque projet, les caractéristiques de l'ouvrage à réaliser ainsi que des matériaux utilisés (géotextile, remblais) sont déterminés dans le cadre d'études préalables (AVP et PRO par un bureau d'étude extérieure) qui font suite à un diagnostic géotechnique de la zone concernée.

Les travaux se déroulent depuis le pied de digue côté terre (donc hors d'eau) et font appel à des engins et techniques de terrassement courants : pelle mécanique, chargeur, tombereau, compacteur.

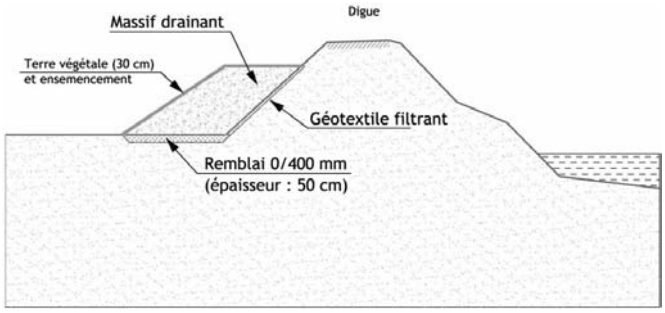


FIGURE 9 : MASSIF DRAINANT - COUPE-TYPE

Une attention particulière est toutefois apportée pour le choix des matériaux de remblai qui doivent répondre aux trois critères suivants : stabilité du remblai mis en œuvre, stabilité générale de la digue vis-à-vis du risque de glissement pendant une crue, continuité des écoulements existants dans la digue et sous la digue sans favoriser le transport des matériaux les plus fins présents dans le corps de digue et dans le remblai de renforcement. En résumé, il est recherché un matériau insensible à l'eau, drainant et présentant de bonnes caractéristiques mécaniques.

Une fois le talus et le pied de digue dégagés de toute végétation (débroussaillage, abattage, dessouchage), les surfaces qui vont supporter le massif drainant sont décapées et couvertes de géotextile anticontaminant (cf. figure 10).

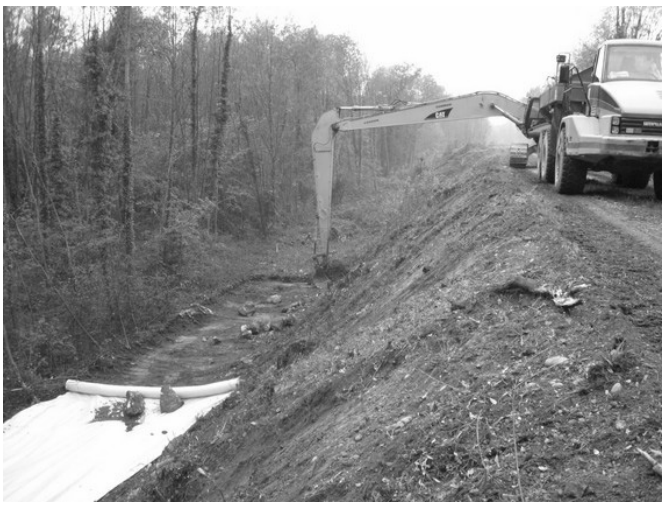


FIGURE 10 : DÉCAPAGE



FIGURE 11 : PISTE EN REMBLAI 0/400

Une piste en remblai 0/400 mm (mieux adapté à la circulation d'engins lourds) pourra être réalisée en pied de talus quand les contraintes du site imposent une circulation en pied de digue pour l'approvisionnement du chantier (cf. figure 11).

Si un fossé ou des résurgences naturelles sont observées en pied de digue, des bases drainantes seront alors réalisées en matériau roulé ou concassé "cru" (Ø 20 à 100 mm) afin d'assurer la continuité d'alimentation de ces réseaux hydrographiques.
Le remblai drainant est enfin mis en œuvre par couches successives compactées (cf. figure 12) puis recouvert de matériau terreux et ensemencé.



FIGURE 12 : MISE EN ŒUVRE DU REMBLAI DRAINANT

Bien que présentant un niveau de performance élevé associé à une grande facilité de réalisation (travail hors d'eau), ces travaux sont paradoxalement difficiles et longs à mettre en œuvre en raison d'un contexte réglementaire souvent très contraignant aux abords des digues : foncier, zones humides, boisements alluviaux protégés, défrichement, Espace Boisé Classé, zone de biotope protégée …

Traitement des terriers
Dans la gestion des ses digues, l'AD doit faire face aux désordres causés par les galeries et terriers d'animaux fouisseurs.
Les blaireaux sont responsables des dégâts les plus importants (cf. figure 13) ; leurs galeries, creusées à partir du pied de digue dans des matériaux sablo-limoneux, sont en effet profondes et susceptibles de traverser intégralement le corps de digue.

A l'inverse, les terriers de lapins sont plutôt limités à la surface des talus mais peuvent leur être préjudiciables quand ils sont en nombre important.
Côté rivière, la structure courante des digues gérées par l'AD (présence d'un perré sur le talus prolongé par un massif d'enrochements) empêchent le creusement de galeries à travers le corps de digue.



FIGURE 13 : TERRIER DE BLAIREAU

Les travaux décrits ci-après (cf. figure 14) ont ainsi pour objectif de traiter les dégâts causés par cette faune et empêcher le creusement ultérieur de galeries.

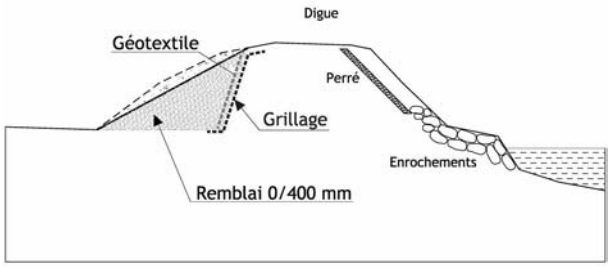


FIGURE 14 : COUPE-TYPE

Ces travaux peuvent se dérouler depuis le pied ou la crête de digue avec des engins de terrassement courants : pelle mécanique, tombereau.
Dans un premier temps, le talus de digue est intégralement terrassé sur un linéaire et une profondeur déterminés en fonction de l'ampleur des désordres constatés. Un géotextile anticontaminant est ensuite posé sur le front du talus terrassé puis recouvert d'une nappe de grillage métallique (cf. figure 15). Le talus est ensuite reconstitué en remblai 0/400 mm couvert de matériau terreux et ensemencé.

La présence importante de petits blocs dans le remblai rend impossible le creusement de galeries profondes dans le talus. Le grillage constitue une garantie supplémentaire contre le risque de traversée du corps de digue. Le choix de ne pas le poser directement sur le talus est justifiée par le retour d'expérience de l'AD sur les couvertures de talus par des structures telles que les matelas-gabions ou produits géosynthétiques spéciaux ; après recouvrement de terre, ces structures ne sont plus visibles et malgré toutes les mises en garde et avertissements, elles peuvent être très facilement endommagées lors d'interventions pour entretien de la

végétation (coupe et treuillage de bois, manœuvre d'engins forestiers …) ou de travaux sur ouvrages à proximité de la digue (manœuvre d'engins, terrassement …).



FIGURE 15 : POSE DE LA NAPPE DE GRILLAGE

Pour les terriers en crête de digue (lapins), leur faible profondeur nécessite un traitement simple : terrassement à la pelle mécanique puis remise en place et compactage des déblais complétés par du matériau de type tout-venant.

Une autre solution qui a été testée a consisté à injecter un coulis de bentonite-ciment par les sorties de terriers visibles sur les talus. Bien que présentant l'avantage d'être non destructive, cette technique n'est pas privilégiée par l'AD. Il est en effet très difficile d'appréhender les volumes qui doivent être injectés et, travaillant "à l'aveugle", il est impossible de garantir le comblement de toutes les cavités et galeries.

Traitement des fontis

Ces désordres sont majoritairement causés par la présence d'éléments végétaux (souches, racines …) enfouis dans les remblais lors des rehausses de digue effectuées dans les années 1950-1960. Ces éléments végétaux ont alors entamé un lent pourrissement et les crues survenues depuis le milieu des années 1990 ont accéléré ce phénomène.
Des fontis sont maintenant signalés régulièrement en crête de digue ou en partie supérieure de talus (cf. figure 16).

La technique mise en œuvre par l'AD consiste dans un premier temps à terrasser le fontis jusqu'au niveau de l'ancienne digue voire jusqu'au niveau du terrain naturel (cf. figure 17).



FIGURE 16 : EXEMPLE DE FONTIS

La fouille réalisée est ensuite comblée avec du matériau de type tout-venant compacté (cf. figures 18).
Lors de cette opération, la fouille est également purgée de tous les éléments végétaux rencontrés (racines, souches …).



FIGURE 17 : TERRASSEMENT D'UN FONTIS

Ce type d'intervention nécessite l'utilisation de matériel de terrassement courant : pelle mécanique ou mini-pelle, compacteur ou dameuse.

S'il est démontré que l'hétérogénéité des matériaux du corps de digue est préjudiciable à l'ouvrage, le fontis est rebouché en matériau "tout-venant" compacté et la digue devra à terme faire l'objet d'un épaississement par un massif drainant.



FIGURE 18 : REMBLAIEMENT ET COMPACTAGE D'UN FONTIS

Coûts moyens des différentes techniques

Les coûts figurant dans le tableau 1 ont été établis sur la base de travaux réalisés par l'AD depuis le début des années 2000. Ils intègrent, le cas échéant, les travaux d'abattage et de débroussaillage de la végétation.

Pour les travaux en rivière (banquettes, réparations ponctuelles), les écarts sont causés principalement par les variations des volumes de remblai : bathymétrie (présence de fosses), ampleur des affouillements et glissements.

Pour les travaux hors d'eau, les écarts proviennent essentiellement de la géométrie des ouvrages (volume de remblai pour les massifs drainants) ou de l'ampleur des terrassements (terriers et fontis).

TABLEAU 1: COÛT MOYEN

Banquette en remblai 0/400 mm	600 à 900 €. TTC/ml
Banquette enrochée	1400 à 1700 €. TTC/ml
Réparation ponctuelle	800 à 1200 €. TTC/ml
Réparation ponctuelle enrochée	1100 à 1500 €. TTC/ml
Massif drainant	700 à 900 €. TTC/ml
Traitement des terriers	300 à 400 €. TTC/ml
Traitement de fontis	2000 à 2500 €. TTC/U

Conclusion

La mise en œuvre de techniques simples associée à l'utilisation de matériaux locaux et "rustiques" permet de bénéficier d'un large choix d'entreprises locales de taille et de technicité très variables et favorise la conception des projets et le suivi des travaux en interne (maîtrise d'œuvre assurée par l'AD elle-même). Les coûts globaux (études, matériaux, travaux) sont ainsi réduits de manière significative de même que la réactivité et les délais de réalisation.

Enfin, en raccourcissant la chaîne des responsabilités entre l'ouvrage et le maître d'ouvrage, le travail en régie permet d'assumer des performances variables compensées par des reprises en cas de besoin.

Thème 9

Projets globaux, analyse coût-bénéfice d'un système d'endiguement, études de cas, les déversoirs, les zones résistantes à la surverse

Rapporteurs : M. Lino (ISL), J. Maurin (Dreal Centre) et P. Soulat (Safege)

Analyse coût-bénéfice du renforcement des digues du Rhône entre Beaucaire et Fourques

Reinforcement of the Levees between Beaucaire and Fourques: Cost–Profit Analysis of the Project

Thomas Adeline[1], Thibaut Mallet[2]

[1] ISL ingénierie, Angers, e-mail: adeline@isl.fr
[2] SYMADREM, Arles, email : thibaut.mallet@symadrem.fr

Résumé

Suite aux brèches de décembre 2003 dans les digues du Petit Rhône, le SYMADREM a confié à ISL l'étude du renforcement des digues séculaires entre Beaucaire et Fourques qui protègent une plaine de 125 km². Le projet - évalué à 40 M€ - prévoit le renforcement de 14 km de digues avec implantation d'un tronçon résistant à la surverse [15].

ISL a mené l'analyse coût-bénéfice (ACB) par le calcul d'une valeur actuelle nette (VAN[1]) du projet jusqu'à 100 ans pour les trois principaux postes de gains monétarisables (habitat, entreprises et agriculture) [1].

Une approche par discrétisation des domaines de probabilité a été développée tenant compte de l'hydrologie (périodes de retour des débits), des variations saisonnières de l'agriculture et de la réduction des risques de brèche due au projet.

Le dommage évité moyen annuel (DEMA) a été évalué à 2,48 M€/an par différence entre situation sans travaux (2,98 M€/an) et avec travaux (0,5 M€/an). La VAN devient positive autour de 50 ans. La contribution au DEMA est quasi-équivalente entre l'habitat (représentant 14 000 habitants), les entreprises (700 établissements) et l'agriculture (186 bâtiments et 10 000 ha). À l'inverse les dommages au printemps sur les cultures les plus vulnérables (arbres fruitiers, vignes) ne se révèlent pas déterminants.

L'ACB a cherché à répondre aux questions suivantes :

- quel risque est encouru chaque année par enjeu ?
- quel est l'effet du projet sur la réduction des dommages ?

Une base d'information géographique détaillée a permis de géolocaliser les enjeux à l'unité et un modèle hydraulique 2D a fourni les paramètres détaillés de l'inondation (hauteur, vitesse, durée) pour 22 scénarios.

Les probabilités de brèches ont été estimées sur la base d'un diagnostic approfondi de l'ensemble des tronçons de la digue.

[1] qui établit le flux annuel cumulé des dépenses (travaux et entretien) et des dommages évités

Abstract

After the breaches in the levees of the Petit Rhône near Arles in December 2003, SYMADREM, local stakeholder in levees management along the Rhône River, asked ISL to study the reinforcement of these ancient levees between Beaucaire and Fourques, protecting a plain of 125 km². The 40 M€ estimated project consists in reinforcing a 14 km long levee with the implantation of a spillway.

ISL led the cost-benefit analysis (CBA) by calculating a net present value (NPV) of the project up to 100 years for three main positions in monetary gains (housing, business and agriculture).

A discretization approach of probabilities has been developed taking into account the hydrologic (flow return periods), seasonal agriculture and reducing the risk of breach.

The average annual damage avoided (AADA) was evaluated to 2.48 M€ per year, by difference between situation without project (2.98 M€/year) and with project achieved years (0.5 M€/year). The net present value (NPV) becomes positive after 50 years. Contribution to AADA is almost equivalent between habitat (representing 14 000 inhabitants), business (700 sites) and agriculture (186 buildings and 10 000 ha). Surprisingly, spring damages on most vulnerable crops (fruit trees, vines) does not reveal crucial for the final NPV.

The CBA has sought to answer the following questions:
- What risk for each issue every year?
- What is the effect of the project on damages reduction?

A detailed geographic information base has issues geotag Unit and a 2D hydraulic model provided detailed parameters of the flood (height, speed, duration) for 22 scenarios.

The probabilities of breaches were estimated on the basis of a detailed study of all sections of the levee.

Introduction

Suite à la crue majeure du Rhône de décembre 2003, qui a provoqué quatre brèches dans les ouvrages de protection du Delta du Rhône, causant l'inondation de plus de 12 000 personnes et générant un montant de dommages de 700 millions d'euros, les pouvoirs publics ont engagé le « Plan Rhône », vaste plan de lutte contre les inondations.

C'est dans ce contexte que le SYMADREM a engagé l'étude du renforcement de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques qui prévoit notamment l'implantation d'un tronçon résistant à la surverse d'une longueur de 5 km (voir). Le SYMADREM a intégré à cette étude la question de la pertinence socio-économique du projet à travers une analyse coût-bénéfice (ACB).



FIGURE 1 : LA BRÊCHE DU MAS D'ARGENCE EN 2003

Cette démarche s'inscrit pleinement dans le contexte de renforcement des démarches d'évaluation des politiques publiques par le calcul économique et en particulier de l'orientation fondamentale n°3 du SDAGE Rhône Méditerranée 2010-2015 qui est d'intégrer les dimensions sociales et économiques dans la mise en œuvre des objectifs environnementaux

L'étude ACB a été menée en 2008 et 2009, sur la base des éléments de méthode disponibles auprès des différentes DIREN (actuelles DREAL) mais aussi des publications internationales en la matière. Ses principaux résultats ont été présentés à Valence au Séminaire ACB du 30 novembre 2010 organisé par l'équipe du Plan Rhône. Les guides ACB en annexe des guides généraux pour l'élaboration des Plans d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) ont ensuite été édités courant 2011.

Cet article relate la méthode mise en œuvre par ISL et permet de souligner la cohérence générale mais aussi les quelques différences avec les préconisations nationales actuellement en vigueur. Des simulations hydrauliques bi-dimensionnelles ont permis de calculer l'inondabilité de la plaine (hauteurs, vitesses, durées) en situations actuelle et projetée pour trois crues du Rhône à Beaucaire.

Des croisements avec les enjeux présents dans la plaine ont ensuite permis de calculer les dommages pour différents scénarios et d'en déduire la Valeur Actuelle Nette (VAN) du projet jusqu'à 100 ans, classe de durabilité des ouvrages retenue par le SYMADREM.

Le présent article propose d'abord un panorama des enjeux significatifs présents dans la plaine de Beaucaire-Fourques, en proposant une synthèse des méthodes de localisation des enjeux détaillés et de monétarisation de leurs dommages.

Puis l'approche probabiliste est présentée afin de mettre en évidence à la fois son importance pour la conclusion de l'ACB mais aussi son intérêt didactique pour l'ensemble des parties prenantes.

Enfin une analyse de sensibilité spécifique est proposée, à la lumière de laquelle des propositions sont faites pour un regard critique renouvelé sur les VAN à 50 ans des projets de lutte contre les inondations et submersions marines.

Localisation et monétarisation des enjeux à protéger

L'ACB repose sur la monétarisation des dommages aux biens et aux équipements dus à une inondation. Son résultat principal, la VAN à un horizon maximum de 100 ans, vient alimenter une analyse multicritères du projet qui tient également compte d'enjeux non monétarisables comme l'impact sur les personnes (à leur domicile, dans les ERP, …), les transports, la gestion de crise et l'environnement autour des installations classées (ICPE).

L'étude concerne quatre communes qui représentent 37 000 habitants dont 14 000 en zone inondable. L'habitat est principalement individuel et s'est développé récemment par lotissements en périphérie. Les entreprises de commerce et de services se concentrent dans les centres-bourgs et plusieurs zones d'activités périphériques importantes sont implantées dans la plaine (zones des Mourgues à Saint-Gilles, Domitia à Beaucaire)

La plaine est par ailleurs traversée par 5 principales infrastructures linéaires en remblais : la ligne ferrée Tarascon/Nîmes (3 km), l'autoroute A54 (6 km), la route RD6113 (12 km), le canal Lamour (12 km) et le canal du Rhône à Sète (29 km). L'A54 et la RD6113 font partie de deux plans de gestion du trafic (Plan Franchissements Alpins et Plan Neige Vallée du Rhône).

Les enjeux de la plaine ont été caractérisés et localisés dans un système d'information géographique (SIG). Dans la suite on détaille les méthodes pour la localisation de la population, des logements, des entreprises et des activités agricoles.

Population et logements
Un préalable à l'étude des enjeux monétarisés consiste à évaluer la population résidente soumise au risque d'inondation. Cette évaluation va de pair avec la localisation des logements qui sont intégrés à l'ACB.

Un modèle démographique local a été élaboré, se basant sur les cadastres, la BDtopo la BDortho et sur les données INSEE de recensement de la population par commune et par zone IRIS. Il conduit à une répartition fine de la population par bâtiment, soit 4 500 personnes pour la crue de 2003 et jusqu'à 14 000 personnes pour une crue millénale.

Des reconnaissances sur site ont permis de déterminer les valeurs de deux paramètres par secteur homogène : nombre d'étages et niveau de premier plancher habitable (par repérage du nombre de marches du palier).

Une recherche auprès des agences immobilières et des notaires sur les transactions réelles enregistrées en 2008 permet par ailleurs d'estimer la valeur des biens selon cinq catégories : appartement en immeuble (90k€), maison de ville (100k€/étage), pavillon et maison de campagne (240k€), habitation dans corps de ferme et mas d'habitation seule (500k€), demeure d'exception/château/manoir (1000k€). Ces valeurs vénales sont utilisées pour le calcul des dommages mobiliers et immobiliers selon les fonctions établies par Torterotot [22].

Chaque bâtiment d'habitation est alors représenté dans le SIG par un point auquel sont attribués le nombre total d'habitants, le nombre d'étages, la cote NGF du premier plancher habitable (d'après MNT laser 2008 de l'IGN) et sa valeur vénale.

Les entreprises non agricoles
Les 700 entreprises en zone inondable sont rassemblées pour la plupart dans les centres bourgs et dans des zones d'activité dont certaines sont en cours de développement. Parmi elles on compte 12 installations classées inondables, dont 2 sites SEVESO à Saint-Gilles.

La géolocalisation des entreprises dans la plaine a été rendue possible par la mise à disposition par la Chambre de Commerce et d'Industrie de Nîmes de fichiers de localisation créés en partenariat avec le Conseil Général du Gard.

Des reconnaissances de terrain ont permis d'actualiser et de préciser la localisation des entreprises, notamment dans les zones d'activité périphériques. Six industriels ont par ailleurs été rencontrés afin d'affiner la connaissance de leur vulnérabilité aux inondations. Ces entretiens ont montré la réactivité des gestionnaires et leur capacité à faire face en cas d'inondation : par procédure d'alerte spécifique, par adaptation du site (surélévation des quais ou rayonnages) ou par report de production sur un autre site du groupe.

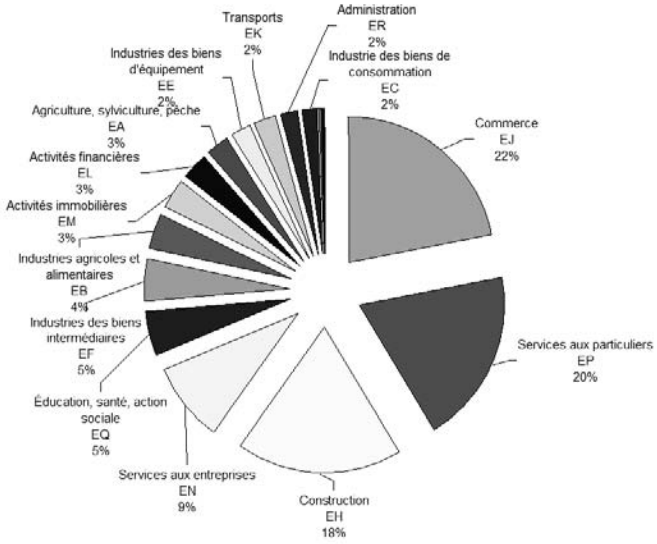


FIGURE 2 : ENTREPRISES DE LA ZONE D'ÉTUDE PAR CODE NES

Ces entreprises ont été rassemblées dans une base de données unique et répertoriées selon la nomenclature NES16 de l'INSEE qui différencie les grands secteurs économiques. La figure suivante donne la répartition des entreprises de la zone d'étude par secteur NES.

En cas d'inondation, les entreprises peuvent subir des pertes de stock, de matériel, d'exploitation (liée au chiffre d'affaire) et des dommages au bâti. Ces pertes sont estimées selon les données INSEE concernant les entreprises de la zone selon des pourcentages d'endommagement issus de l'expérience française en la matière : l'étude [14] fournit un grand nombre de matrices d'endommagement en fonction des secteurs d'activité (NES) qui permettent le calcul des dommages aux entreprises.

L'agriculture
Des enquêtes détaillées sur site et auprès des exploitants ont été menées par la Chambre d'Agriculture du Gard (Mission Eau Risques Irrigation Milieux Ecologie Environnement).

Elles ont conduit à la localisation plus de 10 000 ha de surfaces cultivées selon 11 classes de culture et de 186 bâtiments agricoles selon 63 types de parc matériel.

Les arbres fruitiers (pommes, poires, pêches et abricots) sont présents sur un peu plus de 800 hectares et représentent les valeurs unitaires les plus élevées (par exemple : 72 000 € par hectare pour les abricots en hiver contre 3 690 € au maximum pour les grandes cultures).

Les dommages aux cultures tiennent compte de la saison de l'année, de la hauteur d'eau, de la durée d'inondation et des vitesses maximales atteintes. Aux pertes de récolte de l'année en cours s'ajoutent les pertes de récolte des années suivantes, les dommages au sol et le trouble d'exploitation.

TABLEAU 1 : SURFACES CULTIVÉES DANS LA PLAINE PAR TYPE DE CULTURE

Culture	**superficie (ha)**	**%**
Grandes cultures (SCOP)	5 814,61	57,02
Viticulture	1 391,57	13,65
Prairie pâture	1 311,93	12,87
Pommier	425,40	4,17
Cultures maraîchères et légumières	390,84	3,83
Abricotier	375,98	3,69
Arboriculture générique	181,91	1,78
Pêcher	116,49	1,14
Serres pépinières horticulture	111,11	1,1
Poirier	39,53	0,39
Friches	36,94	0,36
TOTAL	***10 196,31***	***100,00***

Les 186 bâtiments agricoles abritent du matériel adapté aux types de cultures de la plaine et à leur taille. Une vingtaine de pompes agricoles pour l'irrigation de la plaine peuvent également être touchées. Les coûts de remplacement de ce matériel ont été recherchés et détaillés auprès des professionnels régionaux.

Le croisement aléas/enjeux sous SIG

L'ensemble des enjeux est représenté sous SIG par un point (habitat, entreprise, bâtiment agricole, poste électrique, poste gaz, boîtier télécom et stations de pompage), une ligne (routes, voie ferrée, canaux) ou un polygone (surfaces cultivées).

Le maillage 2D issu du modèle hydraulique, composé de 30 000 mailles de 100 m de côté en moyenne, permet alors d'attribuer à chaque enjeu des valeurs de hauteur, durée et vitesse d'inondation selon les scénarios de crue modélisés. Les points appartiennent à une maille de façon univoque. Les lignes et surfaces sont découpées selon les mailles du modèle traversées, nécessitant ensuite une phase d'agrégation pour connaître les dommages par enjeu (route, culture, …).

Cette technique de croisement entre aléas et enjeux selon un maillage détaillé rend possible un calcul particulièrement fin de la vulnérabilité des enjeux et par la suite des dommages induits.

Réduction du risque de brèches par renforcement de la digue : discrétisation de l'espace des probabilités

Le projet de renforcement de la digue du Rhône a pour objectifs de contenir les déversements jusqu'à la crue centennale et d'éviter les brèches jusqu'à la crue millénale. C'est pourquoi une approche probabiliste conduit à l'arborescence illustrée sur la figure suivante.

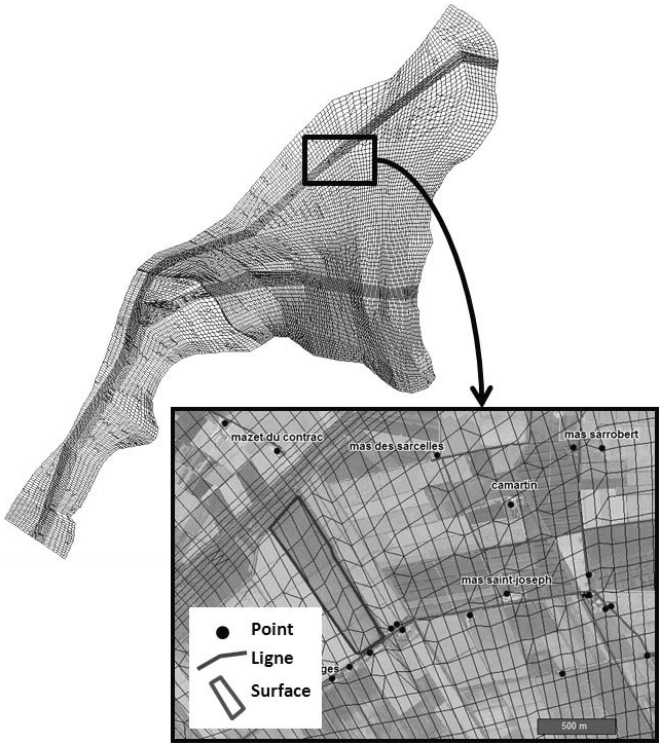


FIGURE 3 : MAILLAGE 2D DE LA PLAINE INONDABLE (30 000 MAILLES) ET CROISEMENT AVEC LES ENJEUX (POINTS, LIGNES, SURFACES)

Ainsi l'ensemble des scénarios d'inondation possibles est discrétisé selon un nombre limité de cas définis par : un débit du Rhône, la saison d'apparition de ce débit et la probabilité d'apparition d'une brèche.

Les probabilités d'apparition des débits sont calculées par coupures probabilistes selon la formule suivante :

$$P[T_1 T_2] = \frac{1}{T_1} - \frac{1}{T_2}$$

Les résultats pour les cinq crues types retenues sont reportés dans le tableau 2.:

Les probabilités des débits en fonction des saisons sont issues d'une analyse des données hydrologiques aux stations de la Banque Hydro. Ainsi le débit de la crue de 2003 a une probabilité de 96% de se produire en hiver, et de 4% de se produire au printemps.

Les scénarios pour les crues moyennes (98%) et extrêmes (0,05%) ne sont pas développés car dans le premier cas elles ne génèrent pas de dommages dans la plaine et dans le second cas le projet ne peut espérer en réduire les dommages.

Les probabilités d'apparition d'une brèche, et leur réduction grâce au projet, sont déduites du diagnostic des digues. Ce diagnostic se base sur une étude approfondie de l'état des

digues sur 14 km (reconnaissances géotechniques, analyses de stabilité et des mécanismes de rupture, etc.) et sur l'utilisation de l'échelle empirique suivante :

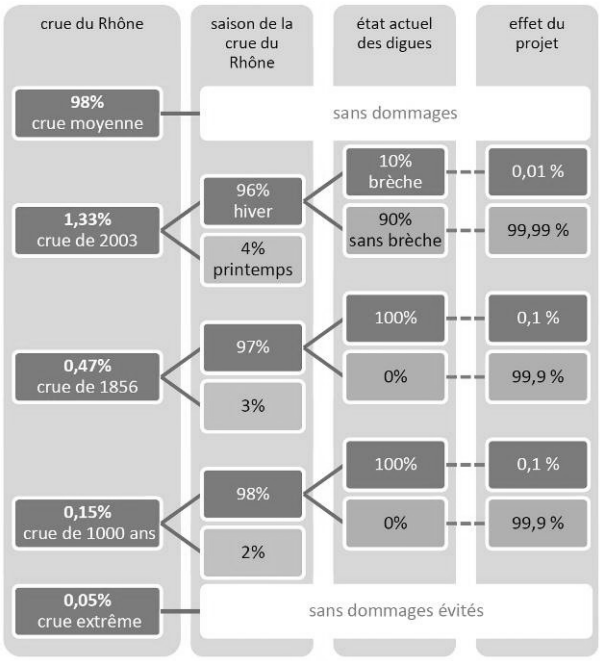


FIGURE 4 : ARBORESCENCE DES PROBABILITÉS

TABLEAU 2 : DÉBITS DE CRUE ET COUPURES PROBABILISTES

Crue	**débit**	**coupure probabiliste**	**probabilité**
Crue moyenne	<11 500 m^3/s	1-50 ans	98,000 %
Déc. 2003 environ 100 ans	11 500 m^3/s	50-150 ans	1,333 %
Mai 1856 250 ans	12 500 m^3/s	150-500 ans	0,467 %
1000 ans	14 160 m^3/s	500-2000 ans	0,150 %
Crue extrême	>14 160m^3/s	> 2000 ans	0,049 %
TOTAL			100,000 %

TABLEAU 3 : RISQUE ET PROBABILITÉ DE RUPTURE

Niveau de risque	**probabilité de rupture (p)**
Rupture quasi certaine	1
Risque très fort	0,5
Risque fort	0,1
Risque moyen	0,01
Risque faible	0,001
Risque très faible	0,0001
Risque nul	0

Le projet permet de passer d'un risque fort (p=0,1) à un risque très faible (p=0,0001) pour la crue de 2003 et d'une rupture quasi-certaine (p=1) à un risque faible (p=0,001) pour les crues de 250 et de 1000 ans.

Le diagnostic du génie-civil et l'examen détaillé de la topographie de la crête de digue comparée aux lignes d'eau du Rhône endigué ont en outre permis d'identifier les 3 localisations les plus probables pour une brèche et de leur attribuer une pondération relative (p) :

- brèche 1bis à Beaucaire : la plus probable du fait du risque maximum de surverse sur la crête (p=0,8) ;
- brèche 2 : au droit de la prise d'eau pour le canal Lamour (p=0,1);
- brèche 4 : sur la digue du Petit Rhône (p=0,1).

Les scénarios d'inondation de l'ACB et les dommages correspondants

La figure précédente permet d'établir une liste de 22 scénarios d'inondation dont :

- 18 scénarios en état actuel (3 débits, 2 saisons, 3 brèches possibles le long de la digue : 3x2x3=18 scénarios) ;
- 4 scénarios en état projeté, du fait de l'aménagement d'un tronçon résistant à la surverse (crues de 250 et de 1000 ans, 2 saisons : 2x2=4 scénarios).

Pour chacun de ces 22 scénarios le montant des dommages est calculé par croisement entre les aléas issus du modèle hydraulique 2D et les enjeux monétarisés intégrés au SIG.

On constate que les inondations de printemps induisent des dommages supérieurs de l'ordre de 20% par rapport aux dommages en hiver.

Cependant la probabilité d'apparition des débits au printemps est inférieure à 4%, contre plus de 96% en hiver. Il en ressort que les dommages annuels moyens au printemps ne pèsent pas significativement dans le dommage moyen total.

TABLEAU 4 : MONTANTS DES DOMMAGES POUR LES **18 SCÉNARIOS** EN ÉTAT ACTUEL

			Brèche			
crue	**saison**	**p**	**1bis (80%)**	**2 (10%)**	**4 (10%)**	**total**
moyenne 98,00%	hiver	0	0	0	0	0
	printemps	0	0	0	0	0
déc. 2003 1,33%	hiver 96%	0,1	**286 M€**	**141M€**	**79M€**	251 M€
	printemps 4%	0,1	**340 M€**	**183M€**	**103M€**	300 M€
mai 1856 0,47%	hiver 97%	1	**456 M€**	**277M€**	**197M€**	412 M€
	printemps 3%	1	**516 M€**	**365M€**	**245M€**	473 M€
1000 ans 0,15%	hiver 98%	1	**503 M€**	**389M€**	**283M€**	470 M€
	printemps 2%	1	**559 M€**	**460M€**	**363M€**	529 M€
extrême 0,05%	hiver	1	/	/	/	/
	printemps	1	/	/	/	/

TABLEAU 5 : MONTANTS DES DOMMAGES POUR LES **4 SCÉNARIOS** EN ÉTAT PROJETÉ

	saison	proba. brèche	avec brèche	sans brèche
moyenne 98,00%	hiver	0	0	0
	printemps	0	0	0
déc. 2003 1,33%	hiver 96%	0,0001	idem état actuel	0 M€
	printemps 4%	0,0001	idem état actuel	0 M€
mai 1856 0,47%	hiver 97%	0,001	idem état actuel	**52 M€**
	printemps 3%	0,001	idem état actuel	**75 M€**
1000 ans 0,15%	hiver 98%	0,001	idem état actuel	**169 M€**
	printemps 2%	0,001	idem état actuel	**206 M€**
extrême 0,05%	hiver	1	idem état actuel	sans objet
	printemps	1	idem état actuel	sans objet

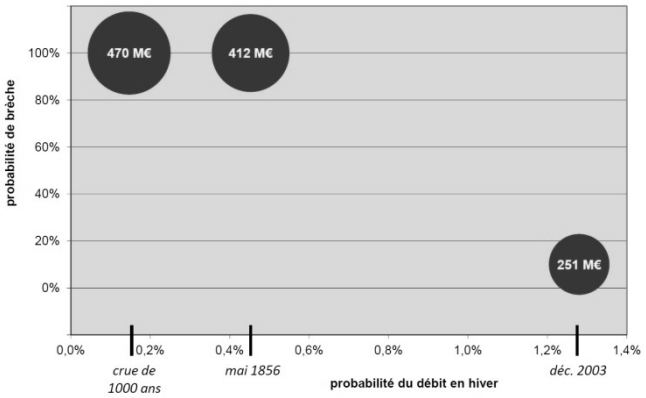


FIGURE 5 : DOMMAGES EN HIVER EN ÉTAT ACTUEL

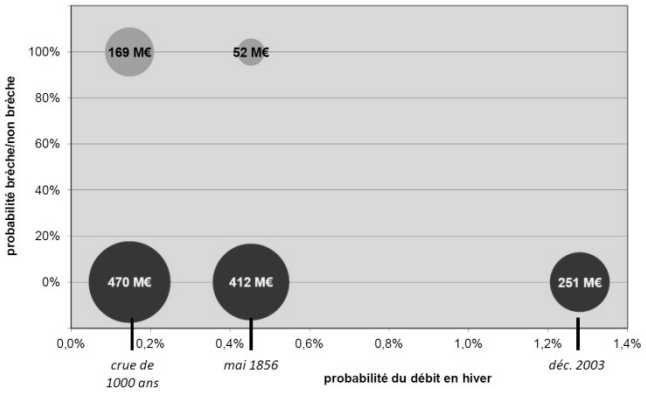


FIGURE 6 : DOMMAGES EN HIVER EN ÉTAT PROJETÉ

En ne retenant que les dommages en hiver, il est possible de représenter ces montants de dommages dans un espace de probabilités défini par la probabilité du débit (issu de sa période de retour) et la probabilité d'apparition d'une brèche.

La situation actuelle se caractérise ainsi par la figure suivante. Les scénarios engendrent en hiver des dommages compris entre 251 et 470 Millions d'€ pour des probabilités annuelles inférieures à 1,3%.

Le projet permet de réduire les probabilités d'apparition de ces scénarios par réduction de la probabilité de rupture comme le montre la figure suivante :

Toutefois des dommages résiduels subsistent, pour les crues supérieures à 100 ans, du fait de l'aménagement d'un tronçon résistant à la surverse.

L'analyse coût-bénéfice : sensibilité à l'incertitude sur les périodes de retour des crues

Le calcul des DMA et DEMA

La pondération de chaque scénario d'inondation par ses probabilités de débit, de saison et de brèche permet de calculer les dommages moyens annuels (DMA) puis les dommages évités annuels moyens (DEMA) par différence entre situation actuelle et projetée. La décomposition des DMA par scénario est fournie sur la figure suivante :

Les DMA sont de 2,976 M€ en état actuel à 0,502 M€ en état projeté, **soit un DEMA de 2,473 M€**.

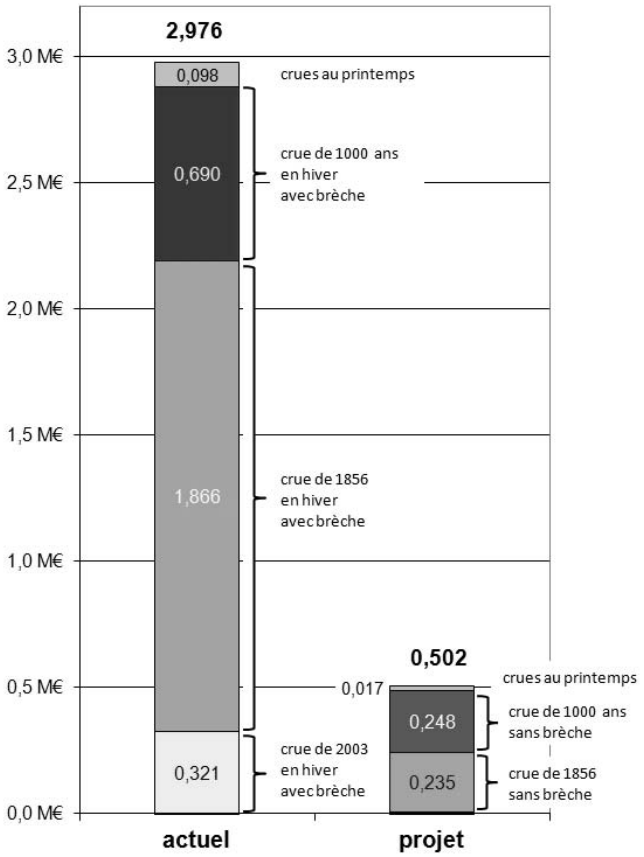


FIGURE 7 : LES DMA EN ETATS ACTUEL ET PROJETÉ

Les scénarios contribuant significativement au DEMA sont les crues hivernales de type 1856 (66% du DEMA), de 1000 ans (18% du DEMA) et de 2003 (13% du DEMA). À l'inverse les crues du printemps ne pèsent que pour 3%.

Le calcul de la VAN

La VAN est calculée en tenant compte d'un coût de l'opération évalué à 40 M€ sur 3 ans. Le coût d'opportunité de fonds publics (COFP) égal à 1,3 vient majorer cet investissement pour le porter à 52 M€. Le COFP consiste à tenir compte de surcoûts engendrés par la fiscalité : « le financement de l'Etat par des prélèvements obligatoires non forfaitaires engendre une distorsion de l'économie car il réduit les incitations à produire » [7].

Les frais annuels de maintenance et d'entretien sont supposés couverts par le budget actuel du SYMADREM : en effet le projet n'engendre pas de surcoût, voire réduit les coûts actuellement dus à un entretien plus fréquent de portions de digues qui se dégradent.

Enfin le taux d'actualisation est celui recommandé par le Centre d'Analyse Stratégique (CAS), égal à 4% pendant 30 ans puis dégressif selon la formule suivante :

$$a_t = \begin{cases} 0.04 & (t \le 30) \\ \sqrt[t]{1.04^{30}1.02^{t-30}} - 1 & (t > 30) \end{cases}$$

Dans ces conditions l'évolution de la VAN connaît deux phases illustrées sur la figure suivante : une première phase décroissante de trois années correspondant à la période de travaux puis un seconde phase croissante correspondant à une digue confortée permettant chaque année d'éviter des dommages.

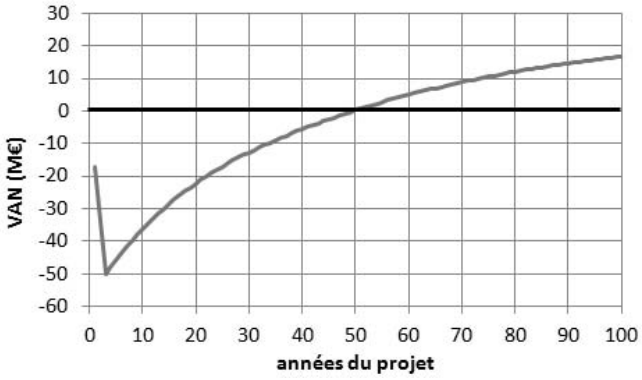


FIGURE 8 : VAN DU PROJET DE RENFORCEMENT

On note que la VAN devient positive en année 50 – où elle vaut 0,227 M€ – puis atteint +16,8 M€ au bout de 100 ans.

La sensibilité de la VAN due à l'incertitude sur les périodes de retour

Parmi les paramètres les plus influents des ACB menées ou en cours, les périodes de retour des débits retenus semblent déterminantes. C'est pourquoi un test de sensibilité a été réalisé dans ce sens sur la VAN. L'horizon de 50 ans est choisi en cohérence avec les guides des PAPI en vigueur.

Afin de faciliter la variation des périodes de retour, le DEMA puis la VAN ont été recalculés selon la méthode préconisée par les guides des PAPI, c'est-à-dire sans recours aux notions de coupures probabilistes. Dans ce cas les cinq crues retenues sont décrites comme suit :

- T1 : crue de début de dommages, proche de la crue de 30 ans ;
- T2 : crue de 2003, un peu plus que centennale, soit 105 ans ;
- T3 : crue de 1856 de période de retour 250 ans ;
- T4 : crue de 1 000 ans ;
- T5 : crue extrême pour laquelle aucun dommage évité n'est espéré

Avec ces hypothèses le DEMA de 2,473 M€ est inchangé à 0,027% près et la VAN à 50 ans vaut 0,213 M€, soit 6% de moins qu'avec la méthode des coupures probabilistes (0,227 M€).

Ensuite chaque période de retour a été modifiée dans un intervalle de +/-10%. Les résultats, reportés sur la figure suivante, montrent les VAN à 50 ans calculées sont comprises dans un intervalle de -3 M€ à +4 M€, soit entre -5,8 et 7,7% du coût total de 52 M€, compte tenu du COFP.

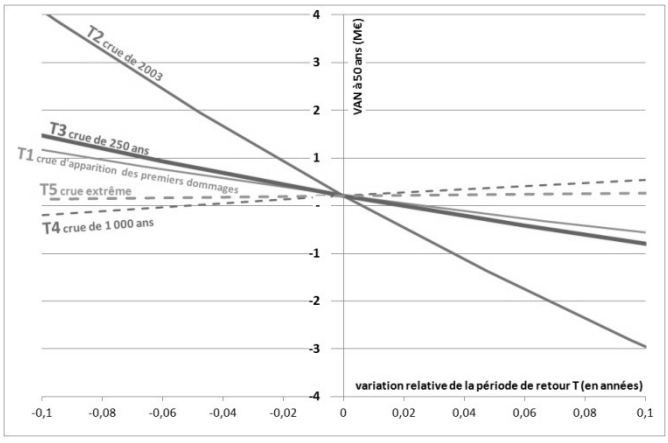


FIGURE 9 : SENSIBILITÉ DE LA VAN À 50 ANS SELON L'INCERTITUDE SUR LES PÉRIODES DE RETOUR

On observe que cette amplitude de la VAN à 50 ans est due à l'incertitude sur la période de retour T2 (celle de la crue de 2003, proche de 100 ans). Cela est dû à la forme particulière de la fonction de distribution des dommages évités.

La figure suivante montre les fonctions de distribution des dommages évités pour trois valeurs de T2 : valeur de base, valeur de base +10% (trait pointillé) et valeur de base -10% (trait gras). L'intégrale de cette fonction, qui fournit le DEMA, varie donc de la surface comprise entre les courbes.

Les variations des autres périodes de retour (T1, T3, T4 et T5) ont un moindre effet sur cette fonction de distribution et donc sur la VAN.

Cela incite à porter une attention particulière aux périodes de retour des événements de référence utilisés dans les ACB des projets de gestion des inondations.

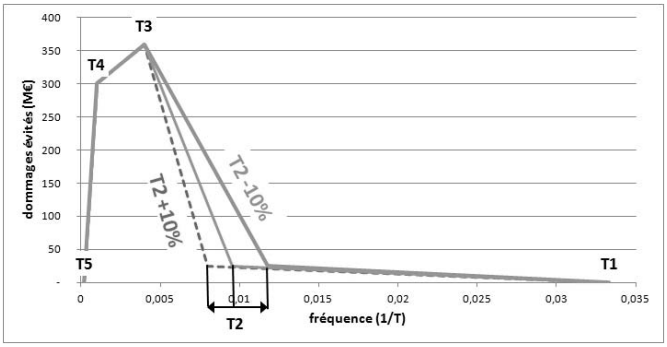


FIGURE 10 : COURBES DE DISTRIBUTION DES DOMMAGES ÉVITÉS SELON TROIS VALEURS DE LA PÉRIODE DE RETOUR T2

Conclusion

Le SYMADREM, en commandant en 2007 une ACB pour son projet de renforcement des digues rive droite du Rhône entre Beaucaire et Fourques, a montré une maturité certaine dans le pilotage de ses investissements. Des guides nationaux sont ensuite venus compléter le cahier des charges des Plans d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) édités en 2011 par le Ministère en charge des risques naturels.

La présente ACB a permis un recensement exhaustif des enjeux vulnérables dans la plaine inondable, en exploitant au maximum la connaissance des aléas issus du modèle hydraulique 2D développé par ISL. L'approche probabiliste sous forme d'arborescence permet une représentation claire et exhaustive des scénarios d'inondation à prendre en compte pour le calcul des aléas (hauteur, vitesse, durée), des dommages et enfin de la VAN. Il en ressort que le projet du SYMADREM, évalué à 40 M€ pour 14 km de digue renforcée, présente une justification socio-économique solide puisque la VAN à 50 ans est positive.

Toutefois la sensibilité générale des calculs de VAN pour les projets de lutte contre les inondations doit conduire à nuancer le regard que l'ensemble des acteurs doit porter à la valeur de la VAN à 50 ans : une variation de +/- 10% de cette VAN autour de 0 pourrait être accordée pour tenir compte des incertitudes sur les périodes de retour des crues retenues pour le calcul.

Enfin la VAN doit alimenter une analyse multicritères qui tient également compte des effets positifs du projet sur la sécurité des personnes à leur domicile et dans les ERP, sur la mise hors d'eau des principales routes, sur la gestion de crise, sur l'environnement autour des ICPE et enfin sur la sécurisation d'installations stratégiques d'intérêt régional ou national, comme l'alimentation en eau potable et d'irrigation par le canal Lamour traversant la plaine de Beaucaire.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier toutes les personnes et services qui ont contribué à la connaissance des enjeux de la plaine de Beaucaire et en particulier :

- les communes de Beaucaire, Bellegarde, Fourques et Saint-Gilles, la Communauté de Communes Beaucaire Terre d'Argence, ainsi que l'ensemble des Associations Syndicales Autorisées et Syndicats Intercommunaux de la plaine,
- le Conseil Général du Gard (Sabine Charpiat) et la CCI de Nîmes (Stéphanie Lowezanin) pour les données concernant les entreprises inondables,
- le Service navigation Rhône Saône, ErDF, GRT Gaz, RFF, SFR, TRAPIL pour les informations sur leurs équipements,
- les entreprises Bacardi Martini, Calcia, De Sangosse, Deulep, Les Vignerons Beaucairois et Moncigale (ex-Les Chais Beaucairois) pour leur disponibilité lors des entretiens
- les bureaux d'étude SIEE et Stratégis pour la transmission de leurs données de dommages issues des études « dégâts 2003 » et EGR
- et enfin l'ensemble des services de l'État de la Région Rhône-Méditerranée et de la Préfecture du Gard

Références

[1] Adeline T. (2010). *Etude de renforcement de la digue du Rhône rive droite entre Beaucaire et Fourques. Étude de vulnérabilité et de dommages*. Étude ISL ingénierie pour le SYMADREM.

[2] CETE Méditerranée (juin 2006). *Recommandations régionales pour la prescription de mesures de réduction de la vulnérabilité des biens au risque d'inondation dans les Plans de Préventions des Risques en région Languedoc-Roussillon*.

[3] Commissariat Général au Plan (21/01/2005). *Révision du taux d'actualisation des investissements publics*.

[4] Conseil Général du Gard (décembre 2007). *Estimation de la vulnérabilité de la population en zone inondable dans le département du Gard*.

[5] D4E (mars 2007). *Évaluations socio-économiques des instruments de prévention des inondations*.

[6] Direction du Trésor (septembre 2008). *Cahiers de l'évaluation* - Mission d'évaluation des politiques publiques, n°1 et 2.

[7] Direction Générale du Trésor et de la Politique Économique MINEFI (sept. 2005). *Diagnostics, prévisions et analyses économiques* n°84.

[8] DIREN de bassin Rhône Méditerranée Corse (mai 2005). *Inventaire cartographique des zones inondées, des enjeux, des dégâts et des interventions post-crue liés à l'inondation du Rhône en 2003* et ses annexes.

[9] DIREN de bassin RMC (1er juillet 2008). *Définition d'un outil standardisé pour l'analyse coût-bénéfice des projets de prévention des inondations du Rhône - Phase 1 : définition des besoins*.

[10] DIREN de Bassin RMC (octobre 2007). *Analyse économique du pré-schéma Sud à l'aval de Beaucaire*.
[11] DIREN Rhône-Méditerranée (juillet 2006). *Les plans de prévention des risques d'inondation du fleuve Rhône et de ses affluents à crue lente - doctrine commune*.
[12] Établissement Public Loire (mars 2005-février 2006). *Retour d'expérience sur la crue de décembre 2003*.
[13] Inspections générales de l'administration, de l'environnement, de l'industrie et du commerce, Conseils généraux des Ponts et Chaussées, du Génie Rural des Eaux et des Forêts (2003). *Les crues des 1er et 5 décembre 2003 dans les régions Auvergne, ... - première estimation des dommages.*
[14] Ledoux B. (1997). *Les dommages aux activités, approche assurantielle.* Étude pour le compte du Plan Loire Grandeur Nature.
[15] Mallet T. (2012). *Sécurisation des digues du Rhône entre Beaucaire et Arles*. Irstea, Colloque digue 2013.
[16] ministère en charge des transports (25 mars 2004). *Instruction cadre relative aux méthodes d'évaluation économique des grands projets d'infrastructures et de transport*.
[17] ministère en charge du logement (novembre 2005). *Inondations : guide d'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments vis-à-vis de l'inondation*.
[18] Picon B., Allard P., MEDD D4E (2006). *Gestion du risque inondation et changement social dans le delta du Rhône - les catastrophes de 1856 et 1993-1994*.
[19] RFF (2006). *LGV Poitiers-Limoges - étude socio-économique - débat public*.
[20] Syndicat SIARCNB (novembre 2007). *Ressuyage de la plaine de Beaucaire-Fourques, étude hydraulique*.
[21] Territoire Rhône (2002, 2003). *étude globale du Rhône (EGR)*.
[22] Torterotot J.-P. (1993). *Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, thèse soutenue le 6/10/93.

Retour d'expérience de premières analyses coûts-bénéfices littorales

Feedback from the first cost–profit coastal analyzes

C. Perherin[1], N. Crespin[2], L. Bocquier[3], M.-C. Barbeau[4]

[1] CETMEF, BP 5, 29280 PLOUZANE, Celine.Perherin@developpement-durable.gouv.fr

[2] CGDD, Tour Voltaire, 92055 LA DEFENSE Cedex, Natacha.Crespin@developpement-durable.gouv.fr

[3] DREAL Pays de La Loire, BP 30723, 44307 NANTES Cedex 3, Ludovic.Bocquier@developpement-durable.gouv.fr

[4] DREAL Poitou-Charentes, BP 506, 17000 LA ROCHELLE, Marie-Christine.Barbeau@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

Les analyses coûts-bénéfices (ACB) des mesures de protection envisagées sont des outils d'aide à la définition des stratégies de prévention des risques. Elles sont obligatoires notamment dans le cadre de labellisations des Programmes d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) ou de demandes de financements au titre du Plan Submersions Rapide (PSR) et nécessaires pour la mise en place de stratégies locales de gestion intégrée du trait de côte.

Les analyses coûts-bénéfices littorales sont confrontées à des difficultés méthodologiques spécifiques, concernant d'une part la détermination de l'aléa et d'autre part l'évaluation des dommages potentiels, comme le montre l'analyse de 7 études ACB littorales.

Concernant la détermination des aléas, ces difficultés sont liées à l'évaluation de l'événement maritime (niveaux marins, vagues), à la prise en compte de l'impact du changement climatique, aux interactions fortes entre les phénomènes d'érosion des cordons dunaires et de la submersion marine ou encore à la définition des hypothèses de défaillance des ouvrages.

Au sujet de l'évaluation des dommages potentiels, se pose le problème de l'applicabilité des courbes de dommages recommandées dans le cahier des charges PAPI. Le caractère salin de l'eau de mer et l'impact mécanique des vagues peuvent influencer le calcul des dommages. Les enjeux installés sur un territoire littoral présentent aussi des particularités qui impactent les coûts : le littoral se caractérise en effet par une activité tournée vers la mer et une économie généralement basée sur le tourisme.

Abstract

Cost-benefit analysis of the planned protective devices are useful tools in order to define the more properly risk prevention actions. They are notably necessary in France to approve flooding preventive actions programs, to allocate funding as part of the Fast Flooding Plan or as part of the national strategy of integrated coastal zone management.

To realise cost-benefit analysis on coastal zones asks many specific methodological questions, concerning hazard mapping and damages assessment, as the analysis of 7 studies has showed.

Concerning hazard mapping, these difficulties are mainly linked to maritime event assessment (mean sea level, waves), to climate change impact, to interactions between coastal flooding and dunes erosion or to the choice of levees failures conditions.

Concerning damages assessment, it makes wonder if classical estimations of the damages costs could be applied. The salt sea water and the waves' impacts can maybe influence the damages costs. A coastal area has also special issues which influence costs : an economic activity oriented toward the sea, notably based on tourism.

1. Introduction

Les analyses coûts-bénéfices (ACB) sont des outils d'aide à la décision afin d'étudier l'opportunité de stratégies de prévention des risques. Elles ont été rendues partiellement obligatoires dans le cadre de deux démarches parallèles : les Programmes d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) [9] et le Plan Submersions Rapides (PSR) [8]. La labellisation d'un PAPI, qui permet au porteur du projet de bénéficier de fonds publics, exige l'élaboration d'une analyse coûts-bénéfices des mesures de protection les plus importantes. Dans le cadre de la labellisation PSR, l'ACB est obligatoire pour les ouvrages dont le niveau de protection est augmenté. Les projets littoraux se placent également dans un contexte lié à la mise en place de la stratégie nationale de gestion intégrée du trait de côte [4]. Les ACB d'un projet d'aménagement et de ses variantes permettent d'apprécier la pertinence économique des projets et sont ainsi des outils d'aide à la décision.

Cependant, les données d'entrée et les hypothèses prises lors de ces analyses peuvent très fortement impacter les résultats. Il est ainsi recommandé de réaliser des analyses de sensibilité pour tester la robustesse de l'étude [3]. De plus, les ACB littorales sont confrontées à des difficultés méthodologiques spécifiques, concernant d'une part la détermination de l'aléa et d'autre part l'évaluation des dommages potentiels.

Contrairement à d'autres projets de gestion des inondations, les projets relatifs à la submersion marine ont de fortes particularités. L'espace littoral est mobile d'un point de vue hydro-sédimentaire. Les phénomènes météo-marins sont à l'origine à la fois des aléas de submersion marine et de recul du trait de côte, qui peuvent fortement interagir. Ces deux aléas doivent ainsi être étudiés simultanément. L'impact du changement climatique sur les aléas littoraux est important, du fait notamment de l'élévation du niveau marin moyen. Les modes de défaillance des ouvrages de protection contre les aléas sont liés à des sollicitations hydrauliques spécifiques au milieu littoral notamment à l'impact des vagues. L'aléa littoral peut aussi impliquer la survenue de dommages différents de ceux rencontrés pour des inondations fluviales. L'augmentation de la teneur en sel des sols, de la corrosion de certaines structures métalliques, objets ou matériels, le choc mécanique produit par les vagues sont autant de paramètres qui peuvent moduler le coût d'un événement calculé sur la base des courbes de dommages de la littérature. Par ailleurs, les enjeux d'un territoire littoral présentent aussi des particularités du fait d'une activité tournée vers la mer et d'une économie généralement basée sur le tourisme.

La prise en compte de ces spécificités nécessite de mettre au point des méthodologies adaptées. Étant donnée l'absence de recommandations pour les ACB littorales jusqu'à présent, des choix d'hypothèses ont été adoptés dans les études ACB littorales conduites. Une analyse et une comparaison des études ACB littorales menées dans le cadre de projets PAPI ou PSR ont été réalisées dans l'objectif d'identifier les difficultés rencontrées et les différences méthodologiques entre ces études. Le présent article fait ainsi le bilan des points techniques, spécifiques aux ACB littorales, sur lesquels des recommandations méthodologiques devront être apportées.

2. Le contexte d'élaboration des Analyses Coûts-Bénéfices

2.1 Les principes généraux d'une ACB appliquée aux mesures de gestion des inondations

Face à un territoire exposé à des inondations, les pouvoirs publics développent des stratégies de gestion du risque. L'une de ces stratégies consiste à protéger le territoire contre des évènements, grâce à la mise en œuvre de mesures structurelles (digues, perrés, murs…). Ces mesures structurelles sont généralement à l'origine de bénéfices pour le territoire sous la forme de dommages évités aux logements, aux activités, aux équipements publics et aux réseaux. Inversement, ces mesures représentent aussi des coûts correspondant aux études préalables, aux travaux, à leur maintenance et à leur exploitation.

L'objectif de l'analyse coûts-bénéfices est de comparer, dans un cadre précis, ces bénéfices et ces coûts afin de tester la pertinence économique du projet, la mesure étant jugée pertinente si la somme des bénéfices excède les coûts. L'ACB nécessite donc d'évaluer, avec un niveau de précision suffisant, les dommages potentiellement évités grâce au projet, en estimant les dommages pour la situation de référence (état initial) et les dommages en situation aménagée (cf. Figure 1). L'une des difficultés consiste à évaluer monétairement l'impact d'une inondation sur un territoire. A défaut de considérer la totalité des dommages potentiels, ce qui reste difficile d'un point de vue méthodologique, ce sont les dommages directs tangibles qui sont comptabilisés avec l'aide de courbes de dommages de référence.

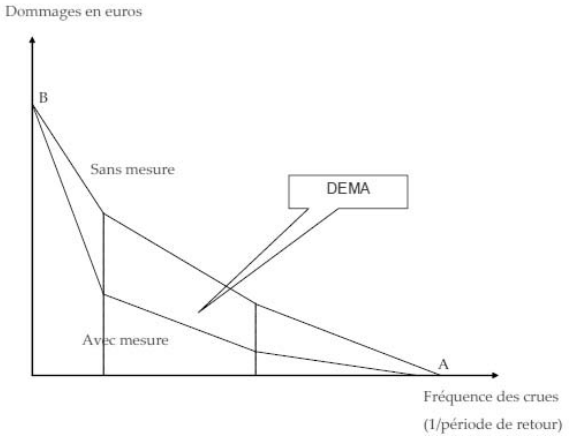


FIGURE 1: DÉFINITION DES DOMMAGES ÉVITÉS MOYENS ANNUELS (DEMA) (SOURCE : [2])

Le calcul des bénéfices doit se faire pour l'ensemble des évènements qui peuvent potentiellement survenir sur le territoire. Pour cela, un Dommage Moyen Annualisé (DMA) est calculé : ce DMA prend en compte les dommages engendrés par tous les évènements (rares à fréquents) en pondérant ces dommages par leur probabilité d'occurrence. Sur le même principe, un Dommage Évité Moyen Annuel (DEMA) est calculé par soustraction du DMA en situation « avec projet » au DMA en situation actuelle (cf. Figure 1).

La comparaison des bénéfices (DEMA) et des coûts (C_i) doit aussi se faire sur un horizon temporel fixé (n) : une actualisation de ces valeurs, qui s'échelonnent dans le temps, est donc nécessaire (avec r_i le taux d'actualisation).

Le résultat de l'ACB se présente sous la forme d'une Valeur Actualisée Nette (VAN), dont la formule est (voir Eq. (1)) :

$$VAN = -C_0 + \sum_{i=0}^{n} \frac{1}{(1+r_i)^i}(DEMA - C_i) \quad (1)$$

Pour être pertinent économiquement, le projet doit présenter une VAN positive.

2.2 Cadre technique de l'ACB dans les dossiers PAPI

Depuis 2011, le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie développe sa politique de prévention des inondations notamment autour d'un appel à projets PAPI. Ces programmes, soumis à labellisation, permettent aux porteurs de projet de bénéficier de subventions de l'État via le Fonds Barnier. Afin de juger la pertinence économique des mesures proposées dans les PAPI, le Ministère a rendu les ACB obligatoires pour les mesures structurelles lorsque la somme des montants de ces mesures est supérieure à 2 millions d'euros ou représente 25 % du montant total du PAPI. La méthode ACB, telle qu'exigée par le Ministère, est définie dans le cahier des charges PAPI [9]. Des outils d'aide à la réalisation des ACB sont par ailleurs développés dans un guide méthodologique, les *Annexes techniques* [2], afin d'aider les porteurs de projet à y répondre.

3. Présentation rapide des ACB étudiées

Cette étude porte sur 7 ACB réalisées sur des territoires littoraux, présentées dans le cadre de labellisations PAPI ou PSR au cours de 2011 et 2012. 5 ACB sont issues de dossiers établis dans le cadre de labellisations PAPI (dossiers d'Yves et Châtelaillon-Plage, sud de la baie de Somme, Ile de Ré, Ile de Noirmoutier et Ile d'Oléron) et 2 dans le cadre de labellisations PSR (Combrit/Ile-Tudy et Port-des-Barques) (cf. Tab. 1) :

TABLEAU 1 : SECTEURS CONCERNÉS PAR LES ÉTUDES ACB

Territoire du PAPI ou du PSR
Baie de Somme
Combrit - Ile Tudy
Ile de Noirmoutier
Ile de Ré
Yves et Châtelaillon-Plage
Ile d'Oléron
Port des Barques

Ces 7 ACB ne constituent pas une liste exhaustive des ACB littorales réalisées au cours de la période 2011-2012. L'étude n'a pas pour objet de porter un jugement sur les ACB réalisées mais bien d'effectuer un retour d'expérience sur ce qui se fait et ne se fait pas actuellement dans le cadre des ACB littorales. L'étude présente donc une analyse globale des ACB sans nommer systématiquement les dossiers dont elles sont issues.

L'étude a aussi pour objectif de mettre en lumière les questionnements soulevés sur les spécificités réelles ou supposées des territoires littoraux en vue de l'établissement de recommandations méthodologiques.

4. L'analyse des aléas littoraux : base de l'ACB

Une synthèse des principaux éléments discutés ci-dessous est disponible à la fin de cette partie (cf. Tab. 2). Les numéros donnés aux études sont arbitraires.

4.1 Définition des événements naturels hydrauliques à considérer pour l'étude des submersions marines

Les dommages causés par plusieurs (au moins 3) événements naturels de période de retour différentes sont à étudier [2]. Ces événements peuvent être choisis parmi les suivants : un événement de période de retour inférieure à 100 ans, un événement de probabilité moyenne (de période de retour supérieure ou égale à 100 ans), un événement de faible probabilité ou « événement extrême ». Ils peuvent également être des événements marquant un seuil dans l'intensité de l'aléa : l'événement engendrant les premiers dommages, l'événement de début d'impact du projet d'aménagement (événement à partir duquel le projet a une utilité) ou l'événement de fin d'impact du projet (événement à partir duquel le projet a un intérêt limité) [2]. Dès lors que l'impact des submersions marines a été étudié (6 études sur 7), le retour d'expérience montre qu'au moins 3 événements sont systématiquement étudiés. Seul un événement marquant un seuil a été étudié, dont l'intensité est considérée comme étant celle générant les premiers dommages[1].

Les événements étudiés peuvent être des événements historiques ou des événements théoriques de périodes de retour fixées. Sur les 6 dossiers analysant les submersions, 4 ont étudié des événements historiques, 2 ont étudié uniquement des événements théoriques, l'événement extrême ayant toujours été décrit par un événement théorique[1]. La méthode nécessite de connaître la période de retour de l'événement étudié ([2], [3]). Dans le cas de l'analyse des événements historiques, les périodes de retour des événements ont été estimées. Aucune des études ne présente la méthode d'estimation utilisée. Cette estimation nécessite de disposer de mesures ou d'observations de ces événements, des niveaux marins et des vagues notamment, principales caractéristiques des événements naturels hydrauliques, sur le site d'étude considéré. Ces données sont souvent manquantes et les incertitudes sur les estimations de la période de retour de l'événement naturel hydraulique sont donc importantes. Si certaines études reconnaissent ces incertitudes (2 études sur 7), une seule a étudié la sensibilité des résultats de l'ACB à ce paramètre.

[1] Analyse non spécifique au littoral

Les caractéristiques des événements naturels hydrauliques sont rarement définies. Le niveau marin est la principale caractéristique décrivant l'événement. La méthode de définition des niveaux marins est décrite lorsque des événements théoriques ont été retenus pour les événements fréquents et moyens (2 études). La méthode de détermination des niveaux retenus à la côte n'est dans ces rapports d'étude pas identique. Dans un cas, une analyse statistique des niveaux marins mesurés [13] a été utilisée. Dans l'autre, à cette analyse des niveaux marins ont été rajoutés la composante de la surcote liée aux vagues et une marge pour la prise en compte des incertitudes de définition du niveau. Dans ce dernier cas, une analyse de sensibilité a été réalisée pour étudier l'impact du niveau marin retenu. Le niveau marin étant le seul paramètre décrivant l'événement, il est considéré que cette analyse de sensibilité est proche de celle qui aurait pu être faite sur la période de retour. Lorsque des événements historiques ont été retenus pour les événements fréquents et moyens, les niveaux marins atteints à la côte ne sont souvent pas précisés (2 études). Dans les études ayant retenu un événement théorique uniquement pour l'événement extrême, le niveau marin retenu est indiqué. Dans plusieurs études, le niveau marin de cet événement est défini à partir du niveau marin de l'événement moyen en ajoutant une marge d'élévation du niveau marin de 20 cm, dans 2 cas, ou de 40 cm, dans un cas.

L'impact des vagues sur le niveau marin (set up) a été pris en compte dans une seule étude. Les vagues sont aussi génératrices de franchissements, qu'il est parfois nécessaire de considérer pour caractériser l'aléa. Seule une étude aborde la problématique des franchissements.

4.2 Changement climatique et temporalité

Le changement climatique aura par le biais de l'élévation du niveau moyen de la mer un impact directement appréciable sur l'aléa de submersion marine. La circulaire du 27 juillet 2011 relative à la prise en compte du risque de submersion marine dans les Plans de Prévention des Risques Littoraux (PPRL) demande d'étudier systématiquement l'impact du changement climatique sur les submersions marines.

Quatre études abordent la question du changement climatique, trois par le biais de la définition de l'événement extrême et une en intégrant au niveau marin des événements étudiés une cote additionnelle. Dans ce dernier cas, la cote additionnelle retenue est de 25 cm correspondant à l'élévation à échéance 2050 du scénario pessimiste de l'ONERC [10].

La réalisation d'ACB nécessite la définition d'un horizon temporel, auquel vont être liées les hypothèses de changement climatique, afin d'évaluer dans la durée les bénéfices attendus de la mesure étudiée [3]. Le choix de l'horizon temporel a fait l'objet d'analyses de sensibilité dans 2 études.

4.3 Prise en compte des ouvrages de protection contre les submersions

L'analyse de l'aléa submersion marine nécessite une bonne compréhension des impacts hydrauliques sur la zone d'étude et notamment du rôle des ouvrages de protection contre les submersions lors de chaque événement étudié. En ce sens, les hypothèses concernant les défaillances des ouvrages de protection doivent découler de la compréhension des structures et de l'exposition des ouvrages aux phénomènes hydrauliques et non de principes comme dans le cas des Plans de Prévention des Risques dont l'objectif est différent.

La définition des systèmes de protection de la zone étudiée et des ouvrages qui les composent permet de bien cibler les zones protégées. Les études d'ACB portent généralement sur des secteurs restreints correspondant à une seule zone protégée (6 études)[1]. Le comportement des ouvrages influe de manière très importante sur l'aléa submersion marine. Les études ACB ont d'ailleurs pour objectif d'évaluer la pertinence économique des mesures envisagées, dont les modifications apportées aux ouvrages de protection. Une comparaison entre l'état initial et le projet d'aménagement est donc nécessaire. Dans les études ACB réalisées, les hypothèses concernant le comportement des ouvrages sont très variables. Les hypothèses retenues ne sont que rarement explicitées, excepté dans 2 études. Une seule a proposé une méthode pour définir les conditions d'apparition de défaillance. Dans ces deux études, les critères intervenant dans le choix des conditions d'apparition de défaillance sont la surverse des ouvrages (analyse topographique), les résultats des études de danger lorsqu'elles sont disponibles et le type de structure de protection. La sollicitation hydrodynamique des ouvrages liée aux vagues n'a jamais été considérée. Lorsque des événements historiques ont été retenus, les cartes d'aléas retenues en état initial sont souvent basées sur les observations des inondations de ces événements (4 études). Dans ces cas, le comportement des ouvrages pendant les événements n'a pas été rappelé. En état initial, une transparence des ouvrages a parfois été considérée (2 études). En état aménagé, les cartes d'aléa sont souvent basées sur la non-défaillance des ouvrages quelle que soit la fréquence de l'événement (4 études), y compris pour des événements très rares. L'aléa a également dans un cas été considéré comme nul après aménagements pour les événements étudiés.

Lorsque des défaillances sont étudiées, leurs caractéristiques doivent être définies (localisation, caractéristiques des brèches, moment de rupture, cote d'arase de la brèche...). Dans les deux études analysant les défaillances, les largeurs des brèches étudiées, entre 30 et 100 m, et le moment de rupture, à la pleine mer dans un cas, après atteinte de la crête de l'ouvrage dans l'autre, sont précisés. Dans une étude, la forme de brèche retenue est rectangulaire, les brèches étant localisées au niveau des points bas.

TABLEAU 2 : SYNTHÈSE DES HYPOTHESES RETENUES POUR L'ÉTUDE DES ALÉAS DES ÉTUDES ACB ANALYSÉES

Territoires d'étude	1	2	3	4	5	6	7
Analyse des submersions marines	X		X	X	X	X	X
Analyse du recul du trait de côte		X					
Utilisation d'au moins un événement historique de submersion	X			X	X		X
Utilisation d'au moins un événement théorique de submersion	X		X	X	X	X	X
Prise en compte de la surcote liée aux vagues dans les niveaux marins et des franchissements			X				
Prise en compte des incertitudes dans les niveaux marins définis			X				
Niveaux marins à la côte définis pour chaque événement étudié	X		X			X	X
Définition de l'événement extrême par l'ajout du changement climatique				X	X	X	
Prise en compte du changement climatique pour chaque événement			X				
ACB à l'échelle d'une zone protégée et de son système de protection	X	X	X		X	X	X
Hypothèses sur le comportement des ouvrages précisées			X			X	
Proposition d'une méthode de définition du comportement des ouvrages			X				
Ouvrages considérés comme non-défaillants en état aménagé quelque soit l'événement				X	X		X
Aléa submersion défini uniquement à partir des hauteurs d'eau	X		X	X	X	X	X
Étude d'aléas spécifique à l'ACB			X			X	

4.4 Caractérisation de l'aléa submersion marine à terre

Afin d'évaluer les enjeux touchés, l'aléa doit être caractérisé pour chacun des événements étudiés. L'aléa peut être décrit par plusieurs paramètres utiles pour évaluer les dommages : l'emprise, la hauteur d'eau, la classe de vitesse d'écoulement (< 1 m/s, entre 1 et 2 m/s, > 2 m/s) et la durée de submersion (< ou > à 5 jours) [2]. La totalité des études ACB est basée sur un aléa défini uniquement à partir de l'emprise et des hauteurs d'eau[1].

Seules 2 études d'aléas ont été réalisées spécifiquement pour les études ACB en étudiant tous les scenarii. La plupart des études ont en effet ré-exploité des études existantes (4 études), c'est-à-dire par exemple des observations des inondations historiques (4 études) ou des études d'avant-projet des aménagements (2 études), ou réalisé des analyses simples comme l'identification des secteurs situés sous un niveau marin (2 études).

Dans les études analysées, de nombreuses méthodes de caractérisation de l'aléa ont été employées (superposition d'un niveau marin à la topographie, avec ou sans atténuation derrière les ouvrages, estimation des volumes d'eau entrants, modélisation bi-dimensionnelle...). Le choix des méthodes retenues n'est jamais justifié. Le choix de la méthode doit permettre de bien rendre compte des caractéristiques des submersions pour un site déterminé et donc de bien étudier l'impact des aménagements projetés.

4.5 Interactions entre les submersions marines et le recul du trait de côte

Les phénomènes à l'origine du recul du trait de côte et de la submersion sont identiques. Les deux aléas interagissent fortement. Les défaillances de cordons naturels liées à l'érosion peuvent avoir un impact significatif sur la submersion marine s'ils participent au système de protection. Ainsi, certains types d'aménagements luttent à la fois contre le recul du trait de côte et la submersion marine. Les aménagements de lutte contre l'érosion ou le recul du trait de côte peuvent ainsi être analysés par une ACB. Deux études ont identifié des aménagements luttant contre le recul du trait de côte (épis, perré bas devant un cordon dunaire, rechargement) et la submersion marine. Ces aménagements n'ont cependant pas toujours été intégrés dans les ACB. Seule une étude, qui portait spécifiquement sur ces aménagements, les a intégrés.

Cette étude a déterminé les zones soumises au recul du trait de côte et les dommages associés. Contrairement à l'analyse des submersions marines, cette analyse n'est pas associée à la définition d'un événement naturel hydraulique mais à un horizon temporel.

5. L'évaluation des dommages

L'évaluation des bénéfices d'un projet, c'est-à-dire des dommages évités grâce à ce projet, est fortement dépendante des hypothèses de caractérisation des aléas. Elle est aussi très sensible à l'utilisation faite des courbes de dommages disponibles dans la littérature. Un guide méthodologique [2], à destination des bureaux d'études qui élaborent les ACB, met à disposition des outils de référence (courbes et fonctions de dommages, ratios) sur lesquels l'évaluation des dommages peut reposer.

Les analyses existantes ([5], [6], [7], [11], [12], [14]), dont les *Annexes Techniques* [2] tirent les principaux enseignements, portent essentiellement sur l'évaluation des

dommages dans le cas d'inondations fluviales. Or les submersions marines présentent des spécificités qui peuvent remettre en cause la pertinence du recours aux outils d'évaluation « traditionnels » des dommages en milieu fluvial. Le cadre des dommages économiques proposé pour l'élaboration des ACB des dossiers PAPI ou PSR est donc peu adapté aux territoires littoraux.

Face à ces limites méthodologiques, les bureaux d'études ont utilisé différentes méthodes pour évaluer les dommages sur les territoires soumis aux risques littoraux :

- Recourir aux courbes de référence de la littérature,
- Rendre les dommages spécifiques au littoral,
- Rendre les dommages spécifiques au territoire, au-delà de son caractère littoral.

5.1. Recourir aux courbes de référence de la littérature

Quatre études s'appuient, partiellement ou intégralement, sur des courbes ou des ratios de référence pour calculer les dommages. En particulier, une étude a recours à des fonctions de référence pour l'évaluation des trois catégories principales d'enjeux : les logements (courbes de l'Orb [7] qui reposent elles-mêmes sur les courbes de Torterotot [14]), les activités économiques autres qu'agricoles (courbes « australiennes » [12]) et les activités agricoles (courbes de Torterotot, [14]).

Les jeux de courbes mobilisés dans ces quatre études sont variables. En ce qui concerne les enjeux « logements », les courbes de Torterotot [14] sont appliquées dans un cas ; les courbes de l'Orb [7], issues du travail de J. P. Torterotot, sont sollicitées dans un autre. En ce qui concerne les enjeux « entreprises », une autre étude a retenu l'approche par ratio pour l'évaluation des dommages directs [2]. Une étude a eu recours aux courbes Loire Moyenne [5]. Une autre s'appuie sur des courbes plus récentes, développées dans le cadre du Plan Rhône [11]. Enfin, une dernière utilise les courbes « australiennes » [12]. En ce qui concerne les enjeux « activités agricoles », le recours aux études de référence de la littérature est limité puisqu'une unique ACB s'appuie sur les courbes de J.P. Torterotot [14].

Ces fonctions de référence sont principalement utilisées par défaut par les bureaux d'études. Les porteurs de projet et les bureaux d'études associés sont en effet généralement convaincus de la spécificité du territoire littoral. Ainsi, une étude met en garde le lecteur sur le fait que la grille de dommages utilisée, issue du retour d'expérience des inondations du Rhône, n'est pas adaptée au milieu littoral et que la typologie d'entreprises n'est pas non plus directement comparable entre les deux territoires. D'autres études soulèvent des pistes de réflexion notamment vis-à-vis de l'impact de l'eau salée sur les terres et la perte d'exploitation associée. Enfin, dans le contexte de la procédure de labellisation PAPI ou PSR, appuyer son ACB sur des études de référence apparaît souvent comme un moyen de légitimer la démarche d'évaluation et les dommages retenus.

Si le recours aux courbes de la littérature se fait souvent par défaut, l'adéquation des courbes aux caractéristiques de l'aléa est aussi très variable. Le choix de la courbe est souvent décorrélé des caractéristiques de l'aléa : c'est le cas par exemple de l'utilisation des courbes de Torterotot pour les « crues lentes ». Le choix du recours au ratio préconisé dans les *Annexes Techniques* [2], qui permet d'extrapoler les dommages directs aux entreprises à partir des dommages à l'habitat dans une situation d'inondation, a également été retenu dans le cas d'une évaluation d'enjeux soumis au risque d'érosion.

5.2. Rendre les dommages spécifiques au littoral

D'autres ACB se caractérisent par un travail particulier d'évaluation des dommages au titre des « spécificités » du territoire littoral. Dans la suite de l'article, seront considérés comme spécificités (réelles ou supposées) du littoral les éléments suivants : caractère salin de l'eau de mer, activités liées à la mer, saisonnalité des activités et de l'occupation du territoire. Cette particularisation des dommages au littoral concerne essentiellement quatre études.

Généralement, l'accent est mis sur l'impossibilité d'utiliser les courbes ou ratios de référence « classiques » du fait du caractère salé de l'eau (3 études).

Le territoire littoral peut être rendu spécifique à travers deux étapes de l'évaluation des dommages : le recensement des enjeux et la monétarisation des dégâts potentiels (analyse des coûts).

Les enjeux peuvent parfois être les révélateurs du caractère « particulier » du littoral par rapport aux territoires soumis aux inondations fluviales. Certaines études distinguent ainsi les activités liées à la mer dans l'évaluation des dommages : aquaculture (2 études), saliculture (2 études), ostréiculture (3 études) ou plus largement conchyliculture (1 étude). Certains enjeux, comme la Capitainerie ou les installations portuaires, font aussi l'objet d'une évaluation de dommages, de fait particulière. D'autres soulignent la saisonnalité de certaines activités : une étude traite à part les activités touristiques ou les activités dont les revenus sont associés à la fréquentation touristique. Enfin, certaines études différencient les logements principaux des logements secondaires, notamment dans l'évaluation des coûts de relogement (appliqués aux résidents permanents, 2 études).

Dans d'autres cas, la spécificité littorale est soulignée directement au travers des coûts avancés. Une étude met en avant les coûts supplémentaires pour les cultures du fait de la salinisation des sols : ces coûts traduisent à la fois une perte de production plus importante que pour une inondation

fluviale et des pertes de fonds liées au gypsage des fossés (dans un but d'absorption du sel) et à la remise en état des parcelles. Cet argument est d'ailleurs repris dans une autre étude.

3 études soulignent la nécessité de prendre en compte l'économie locale fortement liée au tourisme. Selon les études, cela se traduit par une augmentation ou une diminution des dommages aux activités. Une étude propose ainsi de considérer un coût supplémentaire sur l'économie touristique, c'est-à-dire un coût des dommages sur l'économie lié à la fermeture des résidences secondaires. Une autre soulève la pertinence de considérer certaines pertes indirectes liées à la diminution du nombre de touristes suite à une inondation, indiquant une baisse de la fréquentation touristique suite à Xynthia de 10 %, sans pour autant calculer ce dommage. A l'inverse, une autre étude restreint les pertes d'exploitation de certaines entreprises du secteur touristique (hôtellerie et restauration), en ne les calculant que sur une période de deux mois sur douze (c'est-à-dire pour la haute saison). Ce raisonnement n'est certes pas limité aux territoires littoraux puisqu'il reste valable pour n'importe quel territoire touristique ; il se pose néanmoins de façon prégnante dans le cadre du tourisme balnéaire.

5.3. Rendre les dommages spécifiques au territoire (au-delà de l'aspect littoral)

Indépendamment du caractère littoral de l'espace considéré, la plupart des études témoignent d'une forte volonté de produire des dommages territorialisés, c'est-à-dire propres au site étudié. C'est particulièrement le cas dans les ACB de 5 dossiers. Cette démarche s'appuie sur l'idée que chaque territoire étant unique, appliquer des courbes « nationales » est peu pertinent.

Les bureaux d'études ont recours à deux méthodes pour territorialiser l'évaluation des dommages : d'une part, s'appuyer sur des retours d'expérience d'évènements historiques survenus et d'autre part, se baser sur des données locales. Notons cependant que le recours à des données locales n'implique pas de vouloir rendre les dommages spécifiques. Certaines études s'appuient de fait sur des données locales car elles sont nécessaires pour appliquer la méthode de calcul des dommages.

Les retours d'expérience historiques utiles pour l'évaluation des dommages sont peu nombreux. Il s'agit essentiellement de ceux issus de la tempête Xynthia. Selon les études, ces retours d'expérience servent à :

- proposer des coûts forfaitaires en remplacement des valeurs tirées des courbes de référence (coût moyen d'un sinistre habitation pour l'évènement historique d'après les données assurantielles, dommages globaux d'un secteur d'activité d'après les aides financières perçues, etc.)
- effectuer un « calage » des dommages calculés grâce à des courbes de la littérature.

Les données principalement exploitées sont :

- les données (agrégées) des assureurs sur le montant moyen des dommages subis par les particuliers : rapport de la Fédération Française des Sociétés d'Assurance post-Xynthia, (2 études),
- les aides aux professionnels versées par les Conseils Généraux, les Chambres de Commerce et d'Industrie et le Fonds de Solidarité de l'Union Européenne (3 études),
- les montants des travaux réalisés sur les logements (probablement 2 études -les sources de l'une ne sont pas explicitées-), sur les entreprises (1 étude), et sur les voiries (4 études).

D'autres données locales sont exploitées pour territorialiser le calcul des dommages :

- pour les enjeux « logements » : les données socio-économiques de l'INSEE sur les communes (exemple : le recensement général de la population, le nombre de logements, leurs caractéristiques, les données de l'emploi) (2 études), les prix de vente moyens des habitations issus des agences immobilières (1 étude),
- pour les enjeux « entreprises » : les données des Chambres de Commerce et d'Industrie et des Chambres de Métiers et de l'Artisanat (par exemple pour le recensement des activités économiques présentes sur le territoire, le nombre de salariés des entreprises) (2 études), les données du Conservatoire du littoral (prix de vente de biens spécifiques, tels que les huttes de chasse, 1 étude),
- pour les enjeux « activités agricoles » : les données des Chambres d'Agriculture (2 études), les données issues d'entretiens avec des coopératives (fourchette de dommages prévisibles pour les activités saliculture, aquaculture et ostréiculture) (2 études), le recensement agricole régional (données sur la Production Brute Standard, 1 étude),
- pour les enjeux « équipements publics » et « réseaux », étant donnée l'absence de courbes de référence exploitables, les données sont de fait établies au cas par cas (1 étude).

L'évaluation des dommages à l'activité de production de pommes de terre (1 étude) et la valorisation monétaire de la disparition de huttes de chasseurs (1 étude) sont des exemples attestant de l'intérêt de disposer des données locales.

Finalement, la majorité des évaluations de dommages réalisées se fait après une analyse comparative des méthodes afin de proposer des dommages rendus spécifiques au territoire (4 études dont 1 partiellement).

6. Conclusion

Les résultats de l'analyse menée à ce jour sur les 7 ACB littorales font état de pratiques très variables. La comparaison des ACB reste cependant délicate car les rapports ne présentent pas toujours de manière complète les méthodes utilisées et les hypothèses retenues.

Cette première analyse révèle d'ores et déjà des besoins de recommandations sur de multiples points concernant l'analyse des aléas : le choix des événements de référence de la submersion marine et leur description, la prise en compte du changement climatique et la temporalité de manière générale, avec laquelle se recoupent les interactions entre le recul du trait de côte et la submersion marine (lorsque des cordons naturels en érosion jouent un rôle de limitation des entrées d'eau), la prise en compte des défaillances des ouvrages de protection contre les submersions et enfin les méthodes de caractérisation des aléas.

Concernant l'évaluation des dommages, de nombreuses interrogations portent sur l'applicabilité des courbes de la littérature. Ces interrogations se traduisent dans les ACB des dossiers PAPI et PSR par une multiplication des données et des méthodes de calcul utilisées par les bureaux d'études dans l'attente de données nationales consolidées pour les dommages.

Afin de répondre aux attentes et aux besoins soulignés dans ce retour d'expérience, une réflexion spécifique aux ACB littorales a été lancée dès novembre 2012 par le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie. Ce travail réunit des spécialistes des phénomènes météo-marins et des experts de l'évaluation économique dans le domaine du risque inondation. Il devra permettre d'apporter des éléments de cadrage et des recommandations méthodologiques pour la réalisation des ACB littorales.

Remerciements

Nous tenons à remercier tout particulièrement les porteurs des projets PAPI et PSR dans le cadre desquels les analyses coûts-bénéfices étudiées ont été réalisées : le Syndicat intercommunal du littoral Yves et Chatelaillon-Plage, la Communauté de Communes de l'Ile de Noirmoutier, la Communauté de Communes de l'Ile de Ré, la Communauté de Communes de l'Ile d'Oléron, le Syndicat mixte Baie de Somme Grand Littoral Picard, le Syndicat Intercommunal à Vocation Multiple de Combrit/Ste-Marine/Ile-Tudy et l'Institut Interdépartemental du Fleuve Charente.

Références

[1] AGENCE DE L'EAU ARTOIS PICARDIE (2006). *Rapport sur l'évaluation économique des dommages liés aux inondations*.

[2] CEPRI (2010). *Analyse coût bénéfice. Annexes techniques au cahier des charges PAPI*, rapport de décembre 2010, 78 p.

[3] CEPRI (2011). *L'ACB (analyse coût/bénéfice) : une aide à la décision au service de la gestion des inondations. Guide à l'usage des maîtres d'ouvrage et de leurs partenaires*, novembre 2011, 44 p.

[4] COUSIN A. (2011). *Propositions pour une stratégie nationale de gestion du trait de côte, du recul stratégique et de la défense contre la mer, partagée entre l'État et les collectivités territoriales*. Ministère de l'Écologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement, 61p.

[5] DEVAUX-ROS C. (2000), *Évaluation des enjeux et des dommages potentiels liés aux inondations en Loire moyenne – Méthodes et principaux résultats*, *Équipe* Pluridisciplinaire d'assistance aux maîtres d'ouvrage, Plan Loire Grandeur Nature.

[6] EDATER, AScA, SIEE, TTI, (2003). *Etude Globale pour une stratégie de réduction des risques dus aux crues de Rhône* – Lot 4 : Analyse de l'occupation des sols – *Évaluation* des impacts des crues dans la situation actuelle, Territoire Rhône.

[7] ERDLENBRUCH K., GERMANO V., GILBERT E., GRELOT F., LESCOULIER C. (2007). *Étude socio-économique des inondations sur le bassin versant de l'Orb* – Programme européen INTERREG III C Sud Europe – INUNDA, Conseil Général de l'Hérault, 62 pages + Annexes.29

[8] MEDDTL (2010). *Plan submersion rapide. Submersions marines, crues soudaines et ruptures de digues*, rapport DGPR, 80 p.

[9] MEDDTL (2011). *Programmes d'action de prévention des inondations (PAPI) De la stratégie aux programmes d'action. Cahier des charges PAPI*, rapport DGPR., 28 p.

[10] ONERC (2010). - *Synthèse - Prise en compte de l'élévation du niveau de la mer en vue de l'estimation des impacts du changement climatique et des mesures d'adaptation possibles*. 6p.

[11] PLAN RHONE (2010) : Méthode standard pour l'analyse coût/bénéfice des projets de prévention des inondations.

[12] QUEENSLAND GOVERNMENT, department of Natural Resources and Mines (2002). *Guidance on the assessment of tangible flood damages*, 18p.

[13] SHOM-CETMEF -Service Hydrographique et Océanographique de la Marine, Centre d'Études Techniques Maritimes et Fluviales- (2008). *Statistiques des niveaux marins extrêmes de pleine mer Manche et Atlantique*. Référence CETMEF : C 08-05 ; ISBN : 978-2-11-098357-2.

[14] TORTEROTOT J.P. (1993). *Le coût des dommages dus aux inondations : estimation et analyse des incertitudes*, Volume 1 et volume 2, Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Mots-clés

Évaluation économique, analyse coûts-bénéfices, littoral, aménagements littoraux

Reconstruction des digues du Reyran après la crue du 5 Novembre 2011

Reconstruction of Dikes of River Reyran after the Flood on 5 November 2011

B. Cortier[1], G. Quesnel[1], L. Fontaine[2], P. Donat [3], A. Picat[4]

[1] hydratec, Lyon, cortier@hydra.setec.fr
[2] Ville de Fréjus, l.fontaine@ville-frejus.fr
[3]Sodobat, Fréjus, pdonat@groupe-sdg.com
[4]RBTP, Fréjus, aurelien@rbtp-sa.com

Résumé

Les digues du Reyran situées sur la commune de Fréjus dans le département du Var, ont subi d'importants dommages suite à la crue du 5 et 6 novembre 2011, de période de retour 50 ans. Edifiées en 1962 après la rupture du barrage de Malpasset, elles ont été dimensionnées pour contenir une crue centennale et ont été réalisées avec les matériaux sablo limoneux de la plaine alluviale. Les parements amont ainsi que le fond du lit ont été revêtus en béton pour réduire la rugosité et minimiser ainsi l'emprise du nouveau lit sur les terres agricoles.
La crue de novembre 2011, première crue de cette importance depuis le réaménagement du Reyran, a révélé certaines faiblesses de l'ouvrage, liées au vieillissement des dalles en béton (fissurations des dalles, végétalisation des joints et dégradation des longrines assurant le drainage de l'ouvrage) et aux effets des écoulements se produisant sous ces dernières. Elle a ainsi provoqué l'érosion de près de 400 m de digue après avoir détruit et emporté les dalles béton des parements et du fond.
La reconstruction des digues s'est faite dans un contexte d'urgence en privilégiant une « reconstruction à l'identique ».
La phase de conception s'est attachée à comprendre les mécanismes ayant conduit à la ruine de l'ouvrage et à proposer une solution permettant de pallier les défauts de conception et de construction (dalles en béton non armé, altération des longrines de pied, tassement du corps de digue, formation de cavités sous dalles). Les travaux réalisés entre mars et juillet 2012 ont nécessité la mise en place de techniques spécifiques pour le coulage des dalles béton sur le parement incliné des digues, ainsi que le renforcement des dispositifs de drainage sous les dalles et en pied de digue.

Abstract

Dikes of river Reyran have been damaged from the flood of 5th and 6th November 2011 estimated to 50-year return period. Built in 1962 after the Malpasset dam disaster, they were designed to contain a hundred-year return period flood and were made with the in-site sandy and silty materials from the alluvial plain. Bed and banks were covered with concrete to reduce the roughness and minimize the influence of the new bed on farmlands surfaces.
The flood of November 2011 has been the highest since the construction of the channel. It has revealed some weaknesses of the work, related to the ageing of the concrete slabs (slab cracks, development of vegetation in joints and degradation of the longitudinal beams operating the drainage) and to an intense internal flow. The flood has eroded about 400 m of river banks after having destroyed concrete slabs in bed and on the dykes.
Reconstruction of dykes in this context of emergency has been made by favoring an identical reconstruction.
The associated studies focused on understanding the mechanisms that contributed to the destruction of the work. They led to propose solutions to overcome design and construction flaws (unreinforced concrete slabs, altered longitudinal beams, slight drop of dykes, cavities in slabs).
The building, carried out between March and July 2012 required the development of specific techniques for pouring concrete tilted slabs, as well as the reconstruction of drainage devices.

Construction des digues

La ville de Fréjus confia en 1960 à la Société pour la mise en valeur de la région de Fréjus (SODEMIFRE), la conception et la réalisation des digues [1].

Les principales règles pour le dimensionnement furent les suivantes :

- Contenir un niveau de crue centennale.
- Assurer un faible niveau de rugosité pour limiter les emprises de l'ouvrage sur les terres agricoles.
- Eviter l'engravement du lit.
- Eviter le développement de végétation dans l'ouvrage.

- Etre perméable pour assurer le déchargement des sous-pressions qui se créent lors des décrues rapides.

Pour répondre à ces contraintes techniques et pour optimiser l'aspect économique de l'ouvrage, le type de structure retenue fut un revêtement en béton de ciment.

Les digues furent ainsi réalisées en matériaux limoneux issus des déblais du chenal de dérivation et revêtues, coté cours d'eau, de béton plein non ferraillé de 0.20 m d'épaisseur sur un tapis en alluvions perméables de même épaisseur. Pour éviter les sous pressions en cas de décrue rapide, deux longrines longitudinales en béton poreux de 0.50 m de large furent réalisées entre le pied de digue et le radier. Ce dernier fut constitué de dalles en béton non ferraillé reposant sur une couche de béton poreux au-dessus d'un tapis d'alluvions perméables. Les dalles en béton furent pourvues de barbacanes en béton poreux.

Pour réaliser le lit définitif, un chenal provisoire décalé, non revêtu, fut construit. Ce chenal peu profond ne permit pas, durant les travaux, de rabattre suffisamment la nappe située sous le terrain naturel.

Ce point compliqua la réalisation des digues : la teneur en eau des déblais limoneux s'avéra trop importante pour une mise en œuvre rapide (compactage en berges). Le traitement à réaliser sur ces déblais (étendage et séchage) fut jugé trop long par rapport aux délais du chantier.

Pour gagner du temps, il fut donc décidé d'effectuer une mise en œuvre spéciale : remblaiement avec alternance de couches de sable sec et de couches de déblais humides (essorage in situ).

L'assise du revêtement béton (recharges perméables) fut réalisée en matériaux granulaires provenant des matériaux mis en place sur la plaine à la suite de la rupture du barrage.



FIGURE 1: VUE GÉNÉRALE DU LIT DU REYRAN EN SEPTEMBRE 2011, AVANT LA CRUE

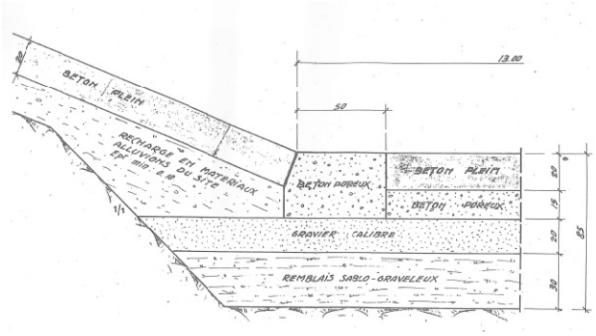


FIGURE 2: COUPE DE DÉTAIL DU PIED DE DIGUE (LONGRINE, COUCHES DE FONDATION ET DALLE EN BÉTON)

La coupe de détail au niveau du pied de berge est donnée Figure 2.

L'état des digues avant la crue du 5 et 6 novembre 2011

Une étude diagnostique des digues a été réalisée en septembre 2011. A cette occasion, une campagne approfondie de sondages et des essais géotechniques ont été réalisés ainsi qu'une visite systématique de toutes les parties d'ouvrage (pied de digue, radier, crête, parement amont, parement et fossé aval).

L'étude a recensé plusieurs types de désordres :

- Disparition de la longrine de pied (érosion progressive du béton poreux) ;
- Cassures et effondrements de dalles inférieures ;
- Fissuration longitudinales des dalles inférieures et supérieures ;
- Décalage entre dalles ;
- Sous-cavage plus ou moins important des dalles de parement et du radier.

Elle a également mis en évidence les phénomènes ayant provoqué ces désordres sur les dalles de revêtement :

- Tassement différé du remblai de la digue : les fissures longitudinales apparaissent 2m à 2m50 sous la crête de la digue, correspondant à l'abscisse pour laquelle la section tendue subit une contrainte pouvant excéder la résistance caractéristique à la traction du béton ;
- Erosion du remblai par les circulations d'eau sous la digue : migration de fines vers le pied de digue se manifestant principalement durant les crues ;
- Suppression de la longrine en béton poreux en pied de talus servant également de butée mécanique à la dalle et entrainant son glissement et/ou sa fissuration.
- Développement de la végétation dans les fissures entrainant progressivement la fracturation du béton puis le démantèlement des dalles.



FIGURE 3:DISLOCATION DES DALLES EN PIED DE DIGUE SUITE À L'ÉROSION DES LONGRINES



FIGURE 4: DÉVELOPPEMENT DE LA VÉGÉTATION EN PIED DE DIGUE ET FISSURATION DE LA DALLE SUPÉRIEURE À MI-HAUTEUR



FIGURE 4: BASCULEMENT DES DALLES

Faisant suite à ce diagnostic, plusieurs interventions prioritaires ont été recommandées :

- La reconstitution de la longrine en béton qui assure le drainage des écoulements internes et la butée mécanique des dalles sur le parement ;
- La suppression de la végétation ligneuse sur le parement des digues et en pied de digue ;
- Le traitement des fissures par calfeutrement.

La crue du 5 et 6 novembre 2011

L'événement pluvio-orageux du 5 et 6 novembre 2011 a été, à l'échelle du bassin versant du Reyran, particulièrement intense. Le cumul pluviométrique sur 24 heures a dépassé 200 mm dans la partie supérieure du bassin versant situant ainsi la période de retour de l'événement pluviométrique à environ 100 ans en considérant l'ajustement de Gümbel des pluies automnales (septembre – novembre) maximales journalières. La pointe de la crue du Reyran consécutive à cet épisode pluvieux est arrivée trois heures après le pic pluviométrique.

Le débit de pointe de la crue a été estimé par une double approche, hydrologique avec une analyse critique des observations à la station hydrométrique de Sainte Brigitte, et hydraulique avec mise en œuvre d'un modèle numérique filaire dans le lit du Reyran. Les deux approches convergent vers une valeur du débit de pointe de 310 m^3/s environ. Le volume écoulé en 24 heures, estimé à 8.2 Mm^3, correspond à une lame d'eau ruisselée proche de 116 mm et à une période de retour de 30 ans.

Le coefficient de ruissellement observé sur la durée de 14 heures et correspondant à la durée de ruissellement, est de 0.66. Cette valeur importante montre le caractère particulièrement violent et intense de l'épisode pluvieux. Il s'est traduit par une crue très pointue (coefficient de pointe de 3.3 contre 2.7 pour la moyenne des crues observées) avec un débit de pointe dont la période de retour est estimée à 50 ans environ.

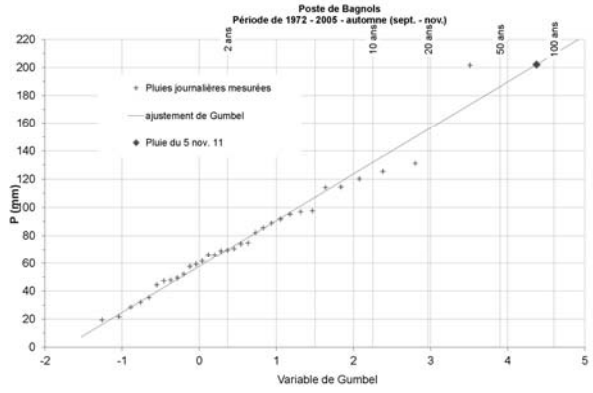


FIGURE 4: AJUSTEMENT DE GÜMBEL SUR LES PLUIES JOURNALIÈRES MAXIMALES ANNUELLES DE BAGNOLS EN FORET

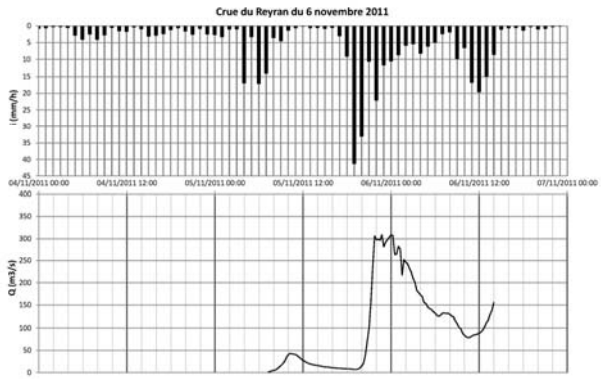


FIGURE 5: HIETOGRAMME DE L'ÉVÈNEMENT PLUVIEUX DU 5 ET 6 NOVEMBRE 2011 ET HYDROGRAMME DE CRUE DU REYRAN

Les principaux désordres occasionnés par la crue

Les principaux désordres observés après la crue étaient :

- Poursuite de l'érosion des longrines : le linéaire de longrine détruite après la crue dépasse 1300m pour une longueur totale de digue de 7600m en amont de la confluence avec le Reyrannet.
- Destruction des dalles en béton en plusieurs endroits sur un linéaire total de 400 m et érosion du remblai de la digue derrière les dalles. Au droit de la « grande brèche » en rive droite du Reyran, l'érosion a emporté une ½ largeur du remblai de la digue.
- Démantèlement des dalles béton du radier en plusieurs endroits.
- Développement des sous-cavements des dalles en radier et en parement.

Solution retenue pour la reconstruction de l'ouvrage

Les enseignements tirés du diagnostic approfondi et de la crue de novembre 2011

Les dommages sur les digues ont résulté de l'existence, avant la crue, de désordres préexistants portant essentiellement sur :

- L'existence de fissures ouvertes voire le déboitement de dalles entre elles ayant entrainé la mise en eau des espaces situés derrière et leur arrachement par les écoulements de crue ;
- L'absence de longrine en pied de dalle ayant pu favoriser les affouillements avec écoulements d'eau sous le radier bétonné, ces écoulements ont eux-mêmes entrainé des soulèvements de dalle du radier et leur destruction sur certains secteurs ;
- Enfin, la faible rugosité du lit a entrainé des vitesses élevées (4 à 5 m/s) et un très fort pouvoir érosif des écoulements.



FIGURE 6: DESTRUCTION DE LA LONGRINE



FIGURE 7: DESTRUCTION DES DALLES BÉTON ET ÉROSION DU REMBLAI DE LA DIGUE



FIGURE 8: DÉMANTÈLEMENT ET BASCULEMENT DES DALLES SOUS CAVÉES

L'ouvrage a néanmoins montré sa capacité à protéger la plaine de Fréjus en cas de forte crue en évitant tout débordement au-dessus des digues et malgré un état avant la crue présentant de nombreuses zones dégradées.
Les solutions de reconstruction de la digue se sont donc attachées à respecter les principes ayant prévalu dans la conception de l'ouvrage tout en corrigeant certaines imperfections.
Dans ce contexte, la reconstruction des dalles béton apparaissait sans doute une des solutions les plus sures dans la mesure où certaines précautions étaient prises, à savoir :

- Une mise en œuvre des matériaux de remblais très soignée afin d'interdire les tassements pouvant entrainer des désordres sur les dalles.
- Le ferraillage des dalles pour limiter les risques de fissuration.
- La reconstitution d'un système de drainage résistant au temps : une longrine en béton armé servant de butée aux dalles inférieures et munie de barbacanes devait permettre de jouer ce rôle.

Fonctions à garantir
La solution adoptée pour la reconstitution des digues devait garantir les différentes fonctions suivantes :

Etanchéité du corps de digue
Les matériaux à mettre en œuvre devaient présenter un coefficient de perméabilité suffisamment faible ($K< 10^{-7}$m/s) pour éviter tout risque d'érosion interne liés aux écoulements dans le corps de digue. Les matériaux préconisés étaient de type A2 nécessitant une mise en œuvre soignée. Compte tenu du risque de déstructuration des matériaux de part et d'autre des zones d'érosion, il a été préconisé de purger les matériaux contigus existants en pratiquant des redans dans le corps de digue et de mettre en place des matériaux d'apport soigneusement compactés.

Drainage aval
Compte tenu de la hauteur de charge limitée (2 m au maximum au-dessus du TN) et dans la mesure où les matériaux mis en œuvre présentaient une étanchéité suffisante, il n'apparaissait pas nécessaire de mettre en place un système de drainage aval au droit des digues à reconstruire.

Evacuation des sous pressions.
Elle s'avère nécessaire dès lors que la protection hydraulique est non drainante (dalle béton, enrochements liés au béton, perré en enrobés). Le drainage préconisé en sous-face des dalles de parement était constitué par une couche de grave concassée, compactée et surmontée d'un enkadrain, avec mise en place de barbacanes. La reconstitution des dalles béton en radier a nécessité également de mettre en place un dispositif d'évacuation des sous pressions composé d'une couche de grave grossière sous le radier, de barbacanes traversant le radier et d'une longrine drainante en pied de talus.

La Figure 9 présente la coupe en travers de reconstitution de la digue permettant de satisfaire ces différents points. La Figure 10 décrit le principe adopté pour la longrine de pied.

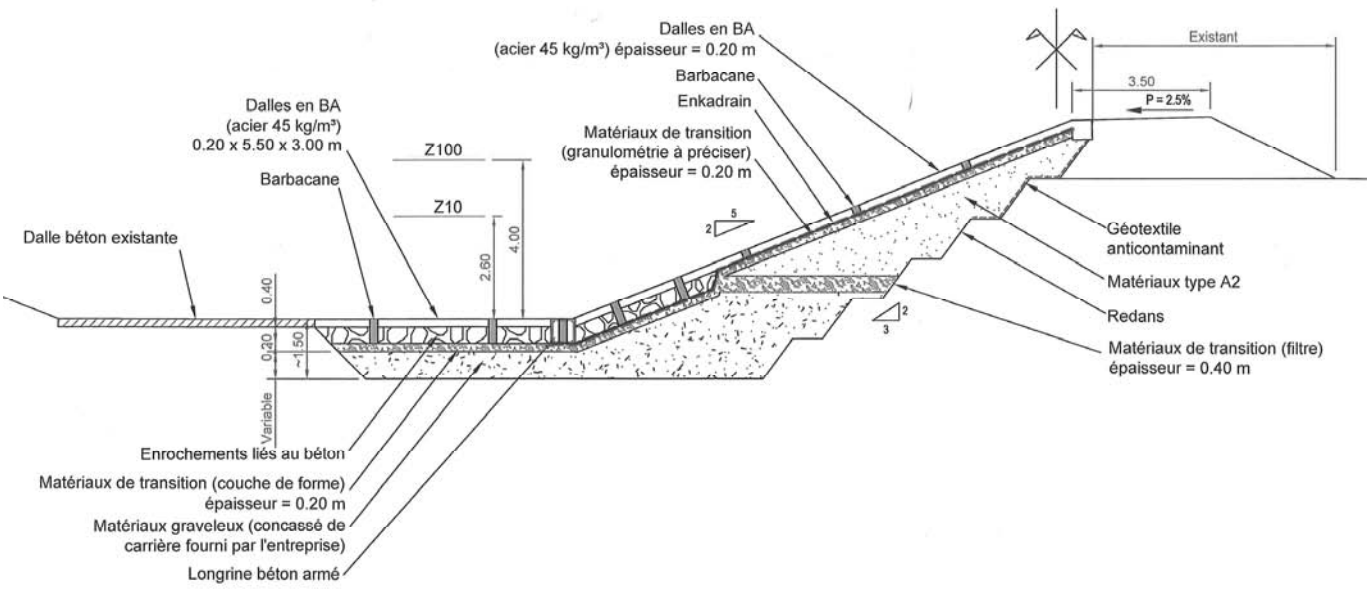


FIGURE 9: COUPE EN TRAVERS DE LA SOLUTION DÉFINIE POUR LA RECONSTRUCTION DE LA DIGUE

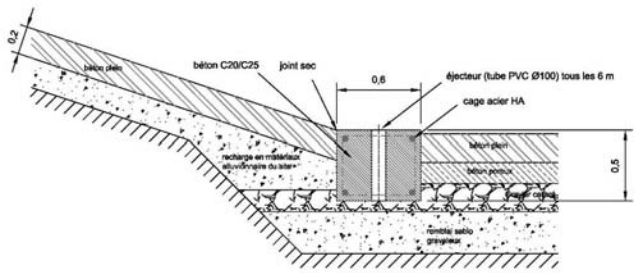


FIGURE 10: SOLUTION DÉFINIE POUR LA RECONSTRUCTION DE LA LONGRINE DE PIED

Travaux de reconstruction de l'ouvrage

Des travaux de réparation provisoires ont été réalisés le lendemain de la crue. Ils ont consisté à mettre en place 4000 « Big Bags » de 500 Kg à 1 tonne, en pied de digue au droit des brèches et des démantèlements de dalles, afin de freiner le processus d'érosion par les écoulements en cas de nouvelle crue.

Néanmoins, ce dispositif ne pouvait garantir la tenue des digues en cas de crue supérieure à celle de novembre 2011, pouvant menacer les habitations et activités économiques présentes en particulier en rive droite du Reyran.



FIGURE 11 : MISE EN PLACE DE « BIG BAG » APRÈS LA CRUE

La conception et la réalisation des ouvrages de protection s'inscrivaient donc dans un contexte d'urgence ; la ville de Fréjus ayant pour objectif la réparation des digues durant le 1er semestre 2012.
Le caractère d'urgence impérieuse a permis de lancer rapidement une mission de maîtrise d'œuvre confié au groupement Hydratec-Terrasol-Setec ALS pour la conception et le suivi de la réalisation des travaux.

La réalisation de l'ouvrage a été confié à un groupement d'entreprises locales SODOBAT-RBTP, qui a dû répondre à plusieurs exigences :

- Le délai de réalisation, les travaux devant s'inscrire entre février et juin 2012.
- Un phasage particulier pour la reconstruction du remblai des digues imposé par l'exiguïté des sites.
- La spécificité de réalisation des dalles en béton armé sur le parement incliné des digues.
- L'interdiction de circuler dans le lit avec des engins lourds de chantier (en particulier les toupies de béton) afin d'éviter la poursuite du démantèlement des dalles béton en radier. Cette interdiction a contraint l'entreprise à réaliser plusieurs accès depuis le haut de berge et d'ouvrir des brèches dans les digues.

La nécessité de travailler hors d'eau et les délais très courts de réalisation ont conduit à mettre en place un batardeau de protection contre les écoulements réalisé en béton extrudé coulé sur un polyane posé sur le radier du lit à l'aide de machines à coffrages glissants. La hauteur du batardeau était de 0.6m et permettait de transiter sur la moitié du lit restant, un débit ne dépassant pas 6 m^3/s et correspondant au débit dépassé 5 à 10 jours par an. Cette faible valeur du débit de protection ne permettait pas de se prémunir d'un risque de submersion du chantier. Pour réduire les conséquences en cas de surverse au-dessus du batardeau, une échancrure aval avait était réalisé pour faciliter la vidange de l'enceinte des travaux.



FIGURE 12: BATARDEAU EN BÉTON EXTRUDÉ DÉVIANT LES ÉCOULEMENTS DU REYRAN

La phase de terrassement a nécessité la réalisation de purges au droit du secteur de la « grande brèche » où l'érosion du remblai atteignait les fondations ; les matériaux rencontrés correspondant à des limons plus ou moins vasards à faible portance. La zone concernée a été traitée par cloutage au

refus avec un ballast en matériaux concassés 30/80. Pour la réalisation du remblai proprement dit, la préparation des matériaux et leur compactage ont fait l'objet de plusieurs planches d'essais, pour la mise au point de procédures de compactage permettant de satisfaire les exigences du CCTP : objectif de compactage q4 (95% de l'OPN) avec des matériaux de type A2.

Afin de minimiser les risques d'affouillement du pied de digue en cas de submersion du batardeau, celui-ci a été reconstitué en enrochements liaisonnés au béton, sécurisant le premier mètre de hauteur et permettant le ferraillage et le coulage rapide de la longrine.



FIGURE 13: FERRAILLAGE DE LA LONGRINE APRÈS RÉALISATION DU PIED DE DIGUE EN ENROCHEMENTS LIAISONNÉS AU BÉTON ET POSE DES BARBACANES

Pour la réalisation des dalles inclinées, SODOBAT a utilisé le procédé breveté de la société HORPEND, permettant la réalisation de dalles de 6 m de largeur conformes à l'existant. Le ferraillage et le coulage est effectué selon un phasage caractéristiques dit « pianotage » consistant en la construction des dalles paires puis des dalles impaires.

Après la mise en place du treillis soudé, des profilés fabriqués en atelier étaient disposés transversalement à l'écoulement. Servant de coffrage pour la réalisation des dalles paires, ils supportaient et guidaient, grâce à un système de câbles actionné depuis le haut de la digue, un tambour en rotation.
Après une vibration classique à l'aiguille, le tambour assurait le lissage du béton depuis sa mise en place jusqu'à sa prise, garantissant une finition très satisfaisante.

Compte tenu du fruit des parements, le béton C30/37 utilisé présentait un très faible affaissement (classe de consistance S1).



FIGURE 14: BÉTONNAGE DU PAREMENT INCLINÉ DES DIGUES AVEC LE DISPOSITIF HORPEND

Le matériau drainant sous les dalles était constitué d'une grave reconstituée humidifiée (GRH), compacté au godet le long des parements inclinés. Assemblé en centrale à béton, il pouvait contenir des traces de ciment qui apportait alors une faible cohésion facilitant la suite des interventions : mise en place de l'enkadrain, ferraillage et bétonnage du parement.

Les cavités formées sous certaines dalles intactes ont pu être traitées par injection : soit lors du coulage des longrines, par l'emploi d'un béton de faible consistance (classe S3) s'épanchant dans les cavités de part et d'autre de la longrine, soit par le biais de carottages pratiqués sur les dalles inclinées et l'injection d'un béton S5.

Le coût des travaux de réparation a été de 1 725 000 € HT, correspondant à la reconstruction de 415 mètres de digues et de 1650 mètres de longrine de pied.

Conclusion

La conception et la construction en 1962 des digues du Reyran répondaient à plusieurs exigences :

- faire transiter la crue centennale tout en limitant l'emprise du cours d'eau sur les terres agricoles ;
- réduire l'engravement et l'entretien ultérieur du lit.

Pour y répondre, le parti d'aménagement retenu fut le bétonnage complet du lit. Cette solution évitait la construction de parafouilles onéreux et s'avéra à l'époque la plus économique.
Après 50 ans, l'ouvrage montrait des signes de faiblesses, sans avoir eu pour autant à subir une crue majeure. Les désordres apparents relativement mineurs masquaient une pathologie plus profonde résultant essentiellement des conditions de réalisation et de l'absence de surveillance et d'entretien de l'ouvrage. Trois raisons principales sont à l'origine des désordres survenus durant la crue du 5 et 6 novembre 2011 :

- Les conditions difficiles lors de la réalisation des digues pour le compactage des matériaux, liés à leur humidité. Elles ont sans doute favorisé des tassements différés et la constitution de vides sous les dalles.
- l'absence de ferraillage des dalles béton qui a favorisé leurs fissurations
- Le développement de la végétation dans le lit accélérant, la dégradation puis la dislocation des dalles.

Le diagnostic approfondi des digues a permis de tirer plusieurs enseignements pour la reconstruction de l'ouvrage

- Compte tenu des efforts de flexion que peuvent subir les dalles en béton, leur ferraillage a été réalisé afin de minimiser les risques de fissuration ;
- Le bétonnage des parements a exigé un compactage très soigné des matériaux afin de supprimer les tassements différés préjudiciables à la tenue des dalles inclinées ;
- Les conditions de drainage ont été particulièrement bien prises en compte. Quatre systèmes de drainage ont ainsi été préconisés : couche de matériaux concassés en couche d'assise, enkadrain sous la dalle, barbacanes traversant les dalles et rejoignant la couche drainante, et longrines drainante en pied de digue ;
- Enfin, les digues en béton demandent une surveillance spécifique et constante. Il convient donc d'être particulièrement attentif aux conséquences des écoulements sous les dalles pouvant créer rapidement des cavités et entrainer leur ruine. Une auscultation régulière par radar a été recommandée afin de détecter les cavités pouvant se former et de permettre leur traitement par injection.

Références

[1] L'IRRIGANT - Revue de l'Irrigation Provençale.N°23 – 15 septembre 1963 – pages 15 à 23

Sécurisation des digues du Rhône entre Beaucaire et Arles : conception hydraulique du système et des digues résistantes à la surverse

Securing Rhône levees between Beaucaire and Arles: Hydraulic design of the system and spillways

Thibaut Mallet[1], Akim Salmi[2], Pascal Billy[3], Jean-Baptiste Faure[4], Patrice Mériaux[5], Mireille Provansal[6]

[1] SYMADREM, ARLES, thibaut.mallet@symadrem.fr
[2] ISL Montpellier, CASTELNAU-LE-LEZ, salmi@isl.fr
[3]DREAL Rhône Alpes, LYON, pascal.billy@developpement-durable.gouv.fr
[4]IRSTEA, LYON, jean-baptiste.faure@irstea.fr
[5]IRSTEA, AIX-EN-PROVENCE, patrice.meriaux@irstea.fr
[6]CEREGE, AIX-EN-PROVENCE, provansal@cerege.fr

Résumé

Le système de protection contre les crues du Rhône en aval de Beaucaire (Gard) a été réalisé après les grandes crues de 1840 et 1856. Il est ancien et présente une exposition très forte au risque de brèches. Suite aux inondations, causées par la crue du Rhône de décembre 2003, qui ont touché plus de 12 000 personnes sur l'ensemble du delta et occasionné plus de 700 millions d'euros de dommages, les pouvoirs publics ont engagé un vaste plan de lutte contre les inondations, intitulé « Plan Rhône », dont la stratégie générale en aval de Beaucaire peut être résumée ainsi :

- ✓Eviter les ruptures de digues jusqu'à la crue millénale du Rhône,
- ✓Assurer une protection élevée pour les secteurs les plus sensibles,
- ✓Ajuster le niveau de protection entre les rives droite et gauche du Rhône,
- ✓Gérer le comportement du système pour les crues comprises entre la crue de protection (centennale) et la crue de sûreté (millénale).

A partir de ces objectifs, le SYMADREM, exploitant de la majeure partie des digues dans le Delta du Rhône, a établi un programme de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône, qui comprend notamment la réalisation entre Beaucaire et Arles, de 10 km de digues résistantes à la surverse. La présente communication se concentre sur la conception hydraulique du système d'endiguement (objectifs de protection et de sécurité, principes des aménagements, choix de l'état initial, qualification de l'impact hydraulique, choix de la revanche). L'impact des ouvrages sur la zone protégée est également présenté. Dans une deuxième partie, la conception hydraulique des sections renforcées aux déversements est évoquée.

Abstract

The system of protection against flooding of the Rhône downstream of Beaucaire (Gard) was performed after the great floods of 1840 and 1856. It is old and has a very high exposure to the risk of breaches. Following the floods caused by the flooding of the Rhône in December 2003, which affected more than 12,000 people across the delta and caused more than 700 million euros in casualties, the State has launched a plan against floods "Plan Rhône", whose strategy downstream of Beaucaire can be summarized as follows :

- ✓Avoid levees failures until a thousand year flood of the Rhone,
- ✓Ensure a high level of protection for sensitive areas,
- ✓Adjust the level of protection between the right and left banks of the Rhone,
- ✓Organize securised overflows for floods between protection level (hundred year) and safety level (thousand year).

From these objectives, SYMADREM, manager of major river levees and sea dike in the Rhone delta, has established a program to secure structures against floods of the Rhone, which includes carrying between Arles and Beaucaire of 10 km of levees resistant to overflow.
This paper focuses on the design of hydraulic system (protection and safety levels, principles of structures, choice of the initial reference, qualification of hydraulic impact, choice of freeboard). The impact of the works on the protected area is also presented. In the second part, the hydraulic design of the spillway is discussed.

Introduction

Le Delta du Rhône, soumis au risque des inondations du Rhône et de la Mer est protégé par environ 225 km de digues fluviales et 50 km de digues maritimes. Les zones protégées par ce dispositif couvrent une superficie cumulée de 1600 km² ; 110 000 personnes y résident (hors période estivale). Le système d'endiguement a été réalisé après les grandes crues de 1840 et 1856. Il est ancien, ne dispose pas de déversoirs de sécurité et présente une forte exposition au risque de brèches constatée lors des crues de 1993, 1994, 2002 et 2003.

Suite aux inondations, causées par la crue du Rhône des 3 et 4 décembre 2003 de période de retour centennale, qui ont touché plus de 12 000 personnes sur l'ensemble du delta et occasionné plus de 700 millions d'euros de dommages dans le Delta du Rhône, les pouvoirs publics ont engagé un vaste plan de lutte contre les inondations, intitulé « Plan Rhône ».

La stratégie générale du volet inondations du Plan Rhône, établie par l'Etat et intégrée en 2009 dans le schéma de gestion des inondations sur le Rhône aval, peut être résumée ainsi [1]:

- ✓Eviter les ruptures de digues,
- ✓Assurer une protection élevée pour les secteurs les plus sensibles,
- ✓Ajuster le niveau de protection entre Beaucaire et Arles en fonction du débit capable dans la traversée d'Arles,
- ✓Sur le Petit et Grand Rhône, ajuster le niveau de protection pour limiter au maximum les risques de rupture et tendre vers une protection centennale au droit des agglomérations et si possible pour la majorité des secteurs d'habitat diffus,
- ✓Gérer le comportement du système pour les crues comprises entre le débit de protection et la crue millénale : c'est-à-dire organiser le devenir des débits excédentaires sans risque de rupture de digue et en assurant le ressuyage rapide des terres inondées.

Faisant suite à la sollicitation du Préfet coordonnateur de bassin, le Syndicat Mixte Interrégional d'Aménagement des Digues du Delta du Rhône et de la Mer (SYMADREM), exploitant d'une grande partie des ouvrages (230 des 275 km) s'est porté maître d'ouvrage de l'ensemble des actions du Plan Rhône, identifiées sur son périmètre de compétences.

Cette maîtrise d'ouvrage s'est traduite en 2010 par l'établissement d'un programme de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône depuis le barrage de Vallabrègues jusqu'à la Mer Méditerranée.

La présente communication se concentre sur le tronçon du Rhône compris entre Beaucaire et Arles et plus particulièrement sur la conception hydraulique générale du système et celle détaillée des tronçons de digue renforcés au déversement.

Ouvrages de protection et zones protégées

Les digues entre Beaucaire et Arles sont de classe A suivant [2]. Ils protègent deux grandes zones inondables :

- ✓La rive droite du Rhône et du Petit Rhône, d'une superficie de 560 km². Elle couvre 11 communes et concerne 45 000 personnes (hors période estivale) ;
- ✓La rive gauche du Rhône et du Grand Rhône, d'une superficie de 340 km². Elle couvre 16 communes et concerne 52 000 personnes (hors période estivale).

La typologie des ouvrages situés sur la ligne de défense contre les crues est très hétérogène. On y recense des ouvrages en terre, des ouvrages maçonnés, murs de quais, murs de soutènement, rideaux de palplanches ou remblai.

La fonctionnalité première de ces ouvrages est également très différente. Les ouvrages gérés par le SYMADREM sont dédiés à la protection contre les crues, mais on recense également un remblai ferroviaire (géré par RFF), des écluses (VNF), des remblais portuaires (CNR) et une prise d'eau sur le Rhône (BRL). Cette multiplicité de gestionnaires rend très complexe la gestion du système en crues.

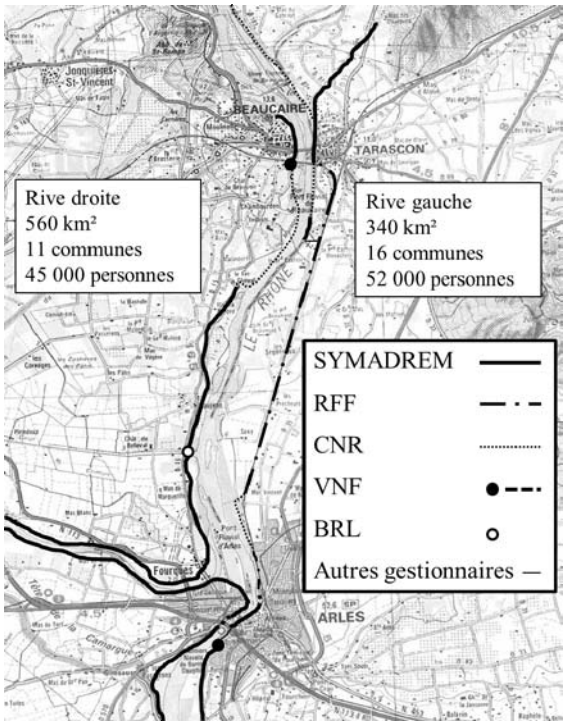


FIGURE 1: OUVRAGES HYDRAULIQUES ET GESTIONNAIRES ENTRE BEAUCAIRE ET ARLES

Le verrou hydraulique constitué par la traversée d'Arles

La traversée d'Arles, située juste en aval de la diffluence du Rhône est caractérisée par un rétrécissement « brusque » du

lit majeur actif[1], qui passe d'une largeur de 2 km à une largeur nulle et du lit mineur, qui passe d'une largeur de 400 à 150 mètres. Ce rétrécissement se caractérise par une forte pente hydraulique (0,2 %) sur 300 mètres, contre 0,03 % en amont et 0,01 % en aval. Les vitesses en crues sont supérieures à 4 m/s.

Ce goulet d'étranglement constitue une « section de contrôle » qui a pour effet de limiter, pour les fortes crues, le débit en traversée d'Arles et de provoquer des débordements en amont.

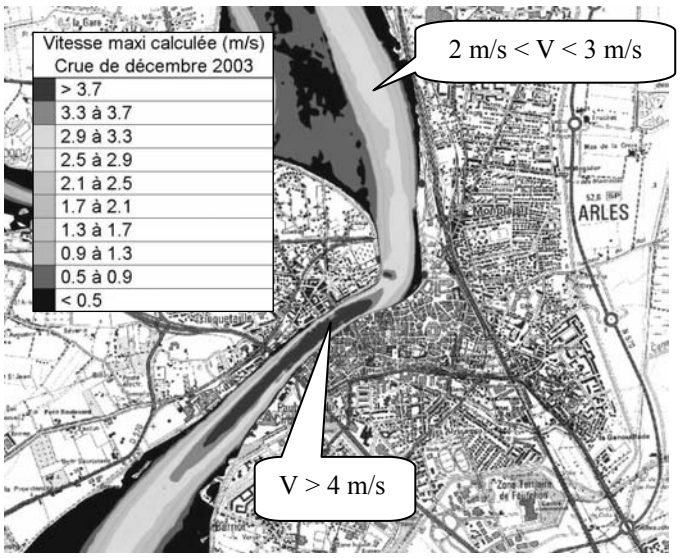


FIGURE 2: VITESSE DES ÉCOULEMENTS EN CRUE DANS LA TRAVERSÉE D'ARLES [3]

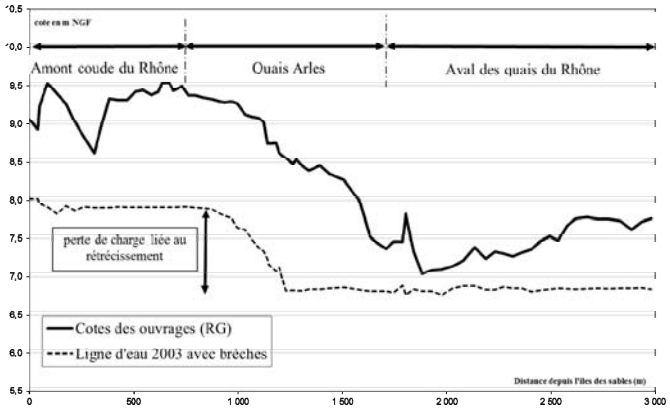


FIGURE 3: LIGNE D'EAU EN CRUE EN TRAVERSÉE D'ARLES [3]

[1] Partie de lit majeur située dans le lit endigué, par opposition au lit majeur inactif situé dans la zone protégée

Objectifs du schéma de gestion des inondations sur le Rhône aval

Le schéma de gestion des inondations sur le Rhône aval [1], établi par la DREAL Rhône Alpes, qui a la compétence pour le bassin du Rhône, a fixé les objectifs de protection, les objectifs de sécurité, ainsi que le principe des ouvrages à réaliser, qui est l'aménagement de :

- ✓Tronçons de digue calés sans revanche, renforcés pour résister au déversement (dénommé par la suite digue résistante à la surverse),
- ✓Tronçons de digues non renforcés au déversement, calés avec revanche.

La réalisation d'ouvrages mobiles ou fusibles, qu'ils soient passifs ou actifs, a été écartée pour privilégier des ouvrages passifs à cote fixe.

L'objectif de protection sur le Rhône a été défini comme l'absence de déversement pour une crue type décembre 2003 sans brèche dans le système (période de retour ≅ 100 ans). Pour les crues déversantes, le principe de répartition équitable (50/50) des volumes déversés entre les rives droite et gauche du Rhône a été retenu comme un objectif de conception du système.

L'objectif de sécurité a été défini comme l'absence de rupture[2] jusqu'à la crue millénale du Rhône. La valeur de la revanche n'a pas été déterminée dans le schéma de gestion.

Le maintien à la cote identique des ouvrages maçonnés (moyennant traitement localisé des points bas) en traversée d'Arles, Beaucaire et Tarascon a également été une donnée d'entrée du schéma de gestion.

Conception hydraulique du système

A partir de ces objectifs, le Symadrem a établi un programme de sécurisation, qui s'étend du barrage de Vallabrègues jusqu'à la mer [4]. Il comprend :

- ✓des digues résistantes à la surverse calées à une cote, dite cote de protection définie ci-après, (linéaire ≅ 25 km),
- ✓des digues dites « millénales », non prévues pour résister à la surverse, calées 50 cm au-dessus de la cote de sûreté définie ci-après (linéaire ≅ 195 km),
- ✓des digues de protection rapprochée, au droit des zones à enjeux sensibles.

Ce programme, dont le montant est estimé à 400 millions d'euros (182 millions d'euros sont d'ores et déjà

[2] Synonyme de brèches dans la présente communication

contractualisés dans le Contrat de Projets Interrégional Etat Régions Plan Rhône 2007/2013), comprend des confortements de digues existantes et des déplacements d'ouvrage en recul des berges sur les secteurs présentant des contraintes morphodynamiques ou comportant des enjeux environnementaux importants

La conception hydraulique et géotechnique du système repose sur trois cotes, correspondant respectivement à trois intensités de crue :

- ✓**La cote de protection**, correspond sur le Rhône entre Beaucaire et Arles, au niveau d'eau atteint pour une crue type décembre 2003 sans brèche, dont le débit de pointe est estimé à 11 500 m^3/s ± 5 % à la station de Beaucaire/Tarascon et dont la période de retour est d'environ 100 ans [5].
- ✓**La cote de sûreté ou de projet.** Elle correspond au niveau d'eau atteint par la crue exceptionnelle du Rhône, dont le débit de pointe est estimé à 14 160 m^3/s à la station de Beaucaire/Tarascon et la période de retour à 1000 ans [5]. A cette cote, les ouvrages à sécuriser doivent encore disposer d'une marge de sécurité suffisante pour que la probabilité de formation de brèche soit faible. L'ouvrage doit répondre à tous les standards de sécurité et de fonctionnalité, que ce soit sur le plan structural (résistance au cisaillement ou au glissement, résistance en fondation, résistance à l'érosion interne ou externe) ou sur le plan hydraulique (pas de débordement des coursiers, ouvrages de dissipation correctement dimensionnés).
- ✓**La cote de danger.** Elle correspond à la cote de crête des digues dites « millénales », soit 50 cm au-dessus de la cote de sûreté. C'est la cote au-delà de laquelle l'ouvrage risque de subir des dégâts majeurs pouvant conduire rapidement à la rupture (probabilité de formation de brèche forte).

Construction du modèle hydraulique, calage et analyse de sensibilité

Une étude hydraulique, destinée à caler les ouvrages entre Beaucaire et Arles, a été confiée à la $CNR_{ingénierie}$.
Le modèle utilisé couvre le lit endigué (excepté l'aval Grand Rhône) depuis l'aval du barrage de Vallabrègues jusqu'à la mer. C'est un modèle 2D (code TELEMAC développé par EDF), qui permet, utilisé dans les règles de l'art, d'atteindre une précision relative inférieure à 2 cm. Il comporte 315 000 mailles de calcul et a été construit à partir d'un modèle numérique de terrain (lever topographique par LIDAR héliporté avec une précision en x,y,z de l'ordre 3 cm) et d'une bathymétrie très précis.
Le modèle, calé sur la crue de décembre 2003 à partir des 9 limnigrammes de la CNR et des laisses de crues levées par la DREAL, la CNR et RFF, a une précision absolue estimée à 10 cm dans le lit mineur, 20 cm en traversée d'Arles, et 30 cm dans le lit majeur, soit l'ordre de précision des mesures.

En outre, une analyse de sensibilité a été menée sur les paramètres suivants :

- ✓Variation de ± 5% sur le débit de calage → ± 20 cm sur les niveaux calculés ;
- ✓ Variation de ± 5 points sur les coefficients de rugosité dans le lit mineur → ± 40 cm sur les niveaux calculés ;
- ✓Variation de la bathymétrie entre 2002 et 2007 → jusqu'à + 15 cm sur les niveaux calculés (en traversée d'Arles).

Elle montre la consistance hydraulique de la modélisation et valide l'utilisation du modèle pour différents scénarios de crues.

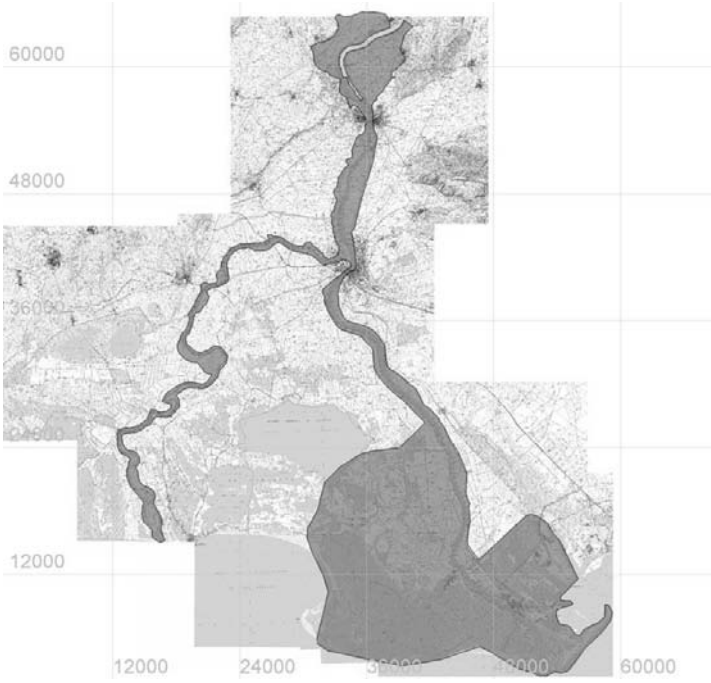


FIGURE 4: ETENDUE DU MODÈLE ÉTUDE DE CALAGE PRÉCIS [3]

Calage des digues entre Beaucaire et Arles

Les différentes étapes du calage ont été les suivantes :

- ✓Identification des points bas en traversée d'Arles, de Beaucaire et Tarascon,
- ✓Détermination du niveau maximum en traversée d'Arles pour la crue millénale (détermination de la revanche entre la cote de danger et la cote de sûreté),
- ✓Calage des digues résistantes à la surverse de façon à :
- ✓Eviter tout débordement entre Beaucaire et Arles pour la cote de protection,

- ✓Assurer, au-delà, une répartition égale des volumes déversés entre les deux rives du Rhône,
- ✓Limiter le niveau en traversée d'Arles pour la crue millénale au niveau maximum acceptable (cote de sûreté de l'ouvrage),
- ✓Garantir l'absence d'incidences en amont jusqu'à la crue millénale (traversée de Beaucaire/Tarascon et aval du barrage de Vallabrègues) .

Ces objectifs ont impliqué de :

- ✓Caler, à une cote dite millénale, les ouvrages situés en amont et en aval de ces tronçons résistant à la surverse afin d'éviter tout risque de contournement,
- ✓de vérifier que la revanche au droit des ouvrages maçonnés, dont la cote ne pouvait pas être modifiée, était suffisante.

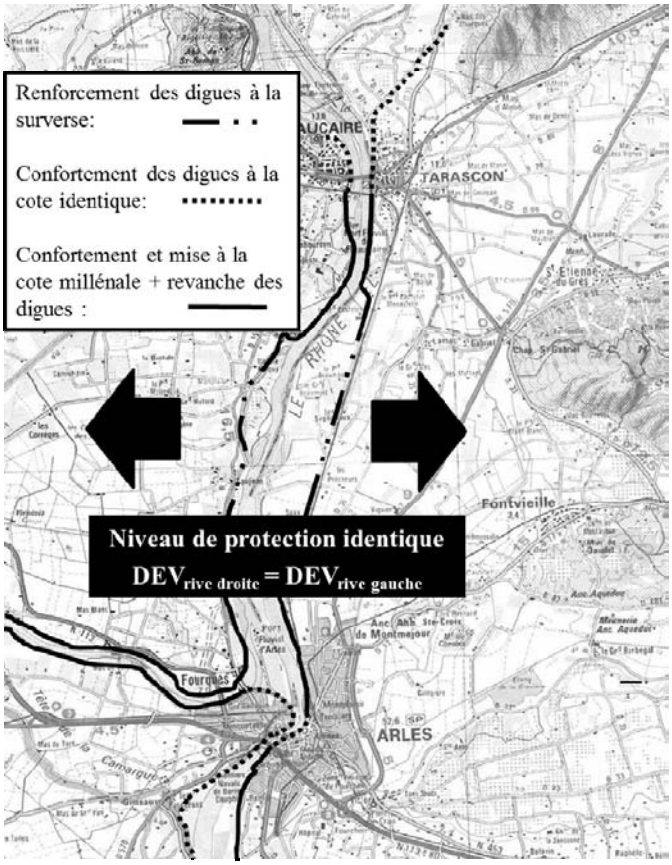


FIGURE 5: CALAGE ET TYPOLOGIE DES DIGUES ENTRE BEAUCAIRE ET ARLES

Détermination du niveau maximum acceptable en traversée d'Arles (choix de la revanche)

Une revanche forfaitaire de 50 cm (pouvant être réduite à 40 cm très localement) a été retenue pour la détermination du niveau maximum acceptable en traversée d'Arles [3].
Elle permet de faire face aux incertitudes suivantes[3] :

- ✓Incertitude de **30 cm** liée aux caractéristiques hydrologiques et hydrauliques du système, permettant de faire face à :
- ✓la durée des événements futurs (crue plus ou moins rapide),
- ✓l'évolution incertaine des conditions d'écoulement (augmentation sensible de la rugosité)
- ✓l'évolution incertaine de la bathymétrie du Rhône (engravement ou incision du plancher alluvial du Rhône).
- ✓Incertitude liée à la modélisation numérique, dont la précision absolue est estimée à **20 cm**. En traversée d'Arles, la ligne d'eau est particulièrement « chahutée », du fait de :
- ✓la présence d'un coude prononcé – effet 3D important,
- ✓un changement de section notable avec approfondissement important,
- ✓la présence de deux ponts (avec chacun deux piles dans le lit du fleuve).
- ✓Les lignes d'eau calculées ont montré la difficulté de convergence numérique, malgré un maillage particulièrement raffiné en traversée d'Arles (maille de 15 m dans le sens longitudinal – 5 m dans le sens transversal)
- ✓Incertitude de **35 cm**, liée à l'effet des vagues provoquées par le vent (vagues de 20 à 30 cm observées localement lors de la crue de décembre 2003).

Définition de l'état initial (i.e. avant Plan Rhône)

La vérification d'absence d'incidences du calage a nécessité la définition préalable par les services de l'Etat, d'un état initial à la fois pour le lit endigué et la zone protégée, à prendre en compte dans les modélisations. Il a été défini comme étant le suivant :

- ✓« Niveau de protection défini par la géométrie actuelle des ouvrages/digues
- ✓Au-delà de ce niveau de protection (donc pour les crues importantes), les surverses et les ruptures de digues interviennent au moment où la ligne d'eau [maximale] est atteinte »

Cette définition permet de considérer deux états théoriques de fonctionnement pendant la crue : un état de fonctionnement sans brèche jusqu'au pic de crue suivi d'un état de fonctionnement avec brèches.

[3] Suivant la formule de propagation des incertitudes, l'incertitude générale correspondant à *n* incertitudes indépendantes est la somme quadratique des *n* incertitudes)

Pour le lit endigué, la formation de la brèche intervenant au moment du pic de crue, le calcul des lignes d'eau correspond à une modélisation hydraulique avec déversement sans brèche.

Pour le lit protégé, la modélisation est sans brèche jusqu'à la pointe de crue et avec brèches à partir de la pointe de crue.

Cette définition de l'état initial, qui reste théorique, compte tenu de la complexité du fonctionnement hydraulique du système d'endiguement, permet d'avoir dans le lit endigué des hypothèses sécuritaires pour le calcul des lignes d'eau. La prise en compte des brèches dans le lit protégé permet également d'avoir le scénario le plus défavorable, mais également le plus probable dans l'état actuel. L'hypothèse de démarrage de la brèche, qu'elle soit avant, au moment des premiers déversements ou à la pointe de crue, a très peu d'incidences, pour le calcul des volumes déversés, compte tenu de l'importance des entrées d'eau en décrue.

Détermination des impacts hydrauliques résultant des aménagements : scénarios de crues et qualification de l'impact

Les études d'impact hydraulique ont été réalisées sur la base de 5 scénarios de crues. Pour les trois premiers scénarios qui correspondent à des événements observés depuis 1993, les marégrammes observés ont été retenus comme conditions limites aval. Pour la crue de référence, une translation du marégramme observé en 2003 a été opérée à 1,3 NGF, ce qui correspond à une période de retour de 100 ans avec une tendance moyenne de montée des eaux de 20 cm d'ici à 2050 [6]. La construction du scénario exceptionnel a été établi sur la base d'un marégramme constant correspondant à une surcote marine de période de retour 100 ans augmentée de 40 cm, correspondant à une tendance extrême sur la montée des eaux sur la même période [6].

TABLEAU 1: SCÉNARIOS DE CRUES CONSIDÉRÉES

Type crue	Débit de pointe (m^3/s)	Période de retour (années)	Niveau marin (m NGF)	Période retour (années)
Nov. 2002	9 500	25	0,95	50 ans
Janv. 1994	10 500	50	0,8	5 ans
Déc. 2003	11 500	100	1,0	50 ans
Mai 1856 (référence)	12 500	250	1,3	100 ans + 20 cm
Exceptionnelle	14 160	1000	1,5	100 ans + 40 cm

TABLEAU 2: QUALIFICATION DE L'IMPACT HYDRAULIQUE

Exhaussement ou abaissement de la ligne d'eau	**Qualification de l'impact**
✓0	Impact nul
✓0 à 2 cm	Impact quasiment nul (limite de précision du modèle)
✓2 à 5 cm	Impact notable
✓5 à 10 cm	
✓10 à 15 cm	
✓Supérieur à 15 cm	

Pour la qualification de l'impact hydraulique, les classes du Tableau 2 ont été retenues.

Calage des digues et analyse de sensibilité

Le calage a porté sur trois paramètres :

- ✓L'implantation
- ✓La longueur de déversement
- ✓La cote de protection (variation centimétrique autour de l'objectif de protection prédéterminé)

Il a également fait l'objet d'une analyse de sensibilité des paramètres suivants : coefficient de débit, influence du niveau marin, gradient de crue.

Le dimensionnement des longueurs de déversements a fait l'objet de plusieurs tests. En définitive, le critère déterminant, pour le dimensionnement des longueurs, a été l'absence d'impact hydraulique notable en amont et en aval, ce qui a porté le choix sur cinq km de déversement contrôlé sur chaque rive.

L'impact nul ou quasiment nul en tous points du système, étant requis par l'Etat (police de l'eau) jusqu'à la crue de référence (mai 1856) en application du SDAGE, le dimensionnement de mesures compensatoires hydrauliques comprenant le décaissement de 450 000 m^3 de matériaux en aval du barrage de Vallabrègues, le dragage de 600 000 m^3 en aval de Tarascon et création d'une lône de 600 000 m^3 entre Taracon et Arles, a été nécessaire pour à la fois respecter l'objectif de protection fixé par l'Etat [1] et la nécessité de garantir l'absence d'impact en amont.

L'impact nul ou quasiment nul pour la crue millénale a été retenu uniquement au droit des zones à enjeux forts (barrage CNR de Vallabrègues, zone inondée en aléa modéré).

L'évaluation des déversements latéraux et du coefficient de débit associé a constitué une étape particulièrement sensible du calage des digues. La $CNR_{ingénierie}$ [3] a utilisé la formule de Dominguez. D'après Dominguez ([7], la débitance d'un seuil latéral peut être estimée par la formule suivante :

$$Q = \varphi_1 . m . L . h_1 \sqrt{2 . g . h_1}$$

Avec :
Q : débit déversé (en m^3/s)
φ_1 : coefficient de « Dominguez » (fct du rapport h_0/h_1)
m : coefficient de débit (fct de la charge et forme de crête)
h_1 : lame d'eau déversante en aval du déversoir (en m)
h_0 : lame d'eau déversante en amont du déversoir (en m)
L : longueur de déversement (en m)

L'application de la formule de Dominguez à la configuration étudiée donne :

Ecoulement en régime fluvial : $h_0 \approx h_1$ et $\varphi_1 = 1$
m variant entre 0,273 et 0,325 avec :

- ✓charge considérée d'environ 20 à 50 cm ;
- ✓déversoirs à crête épaisse et arrondie ou à arêtes vives.

Par ailleurs, la CNR a réalisé différents modèles physiques portant sur cette problématique, dont une étude sur modèle du déversoir latéral du canal de fuite de l'aménagement de la chute de Vallabrègues (Laboratoire d'Hydraulique de Gerland – 1968).



FIGURE 6 : DÉVERSOIR LATÉRAL DU CANAL DE FUITE DE L'AMÉNAGEMENT DE LA CHUTE DE VALLABRÈGUES

D'après cette étude, le coefficient m varie selon la lame d'eau déversante :

m = 0,25 pour h = 20 cm
m = 0,27 pour h = 30 cm
m = 0,35 pour h = 40 cm
m = 0,36 pour h = 50 cm

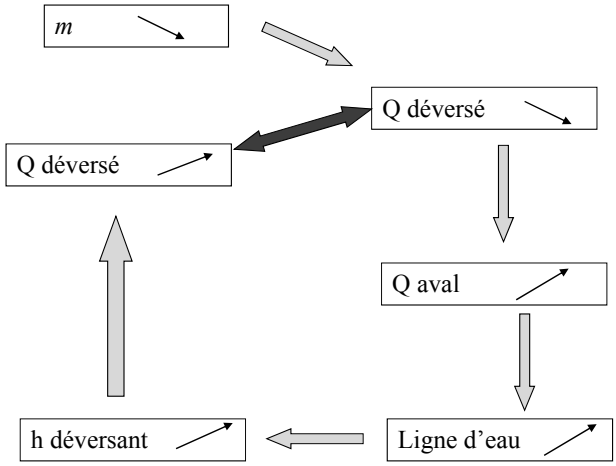


FIGURE 7 : AUTO-RÉGULATION DES DÉBITS DEVERSES [3]

Ces valeurs sont du même ordre de grandeur que celle estimée par Dominguez. Ce déversoir latéral (Cf. figure 6 présentant des caractéristiques similaires à celles des tronçons résistants à la surverse à dimensionner, (largeur et forme de la crête, direction de l'écoulement par rapport à l'axe du déversoir), la $CNR_{ingénierie}$ a utilisé les valeurs du coefficient m évalué par l'étude sur modèle physique pour le dimensionnement des tronçons résistants à la surverse, avec une lame déversante moyenne de :

- ✓environ 20 cm pour le scénario crue de référence, soit un coefficient m = 0,25 ;
- ✓environ 30 cm pour le scénario crue exceptionnelle, soit un coefficient m = 0,27.

Des tests de sensibilité ont été réalisés pour la crue de sûreté et pour un coefficient de débit successivement pris égal à [0,21 ; 0,27 ; 0,33] (variation de ± 20 % autour de la valeur « nominale »). L'impact d'une sous ou sur-estimation du coefficient de débit de seuil latéral de 20 % se traduit respectivement par :

- ✓un exhaussement ou abaissement du niveau calculé, en moyenne de 1 à 3 cm dans l'ensemble du secteur impacté
- ✓une diminution ou augmentation des débits et volumes déversés de 10 % environ pour le scénario crue exceptionnelle.

Le système est ainsi peu sensible au coefficient de débit considéré, qui s'explique par la présence la « section de contrôle » que représente la traversée d'Arles. Le schéma ci-dessous illustre de manière simplifiée « l'auto-régulation » des débits déversés / niveaux calculés suite à une dégradation de la débitance des tronçons déversants.

La conclusion de la $CNR_{ingénierie}$ sur le calage des tronçons résistants à la surverse est qu'il s'avère robuste et peu sensible au coefficient de débit considéré et donc en définitif aux hypothèses de l'ingénieur.

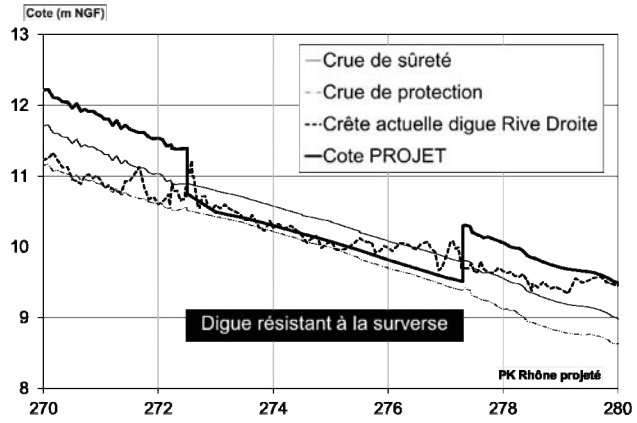


FIGURE 8 : CALAGE ACTUEL ET PROJETÉ DES OUVRAGES

Par ailleurs, on notera que l'application de la formule de Hager figurant dans le guide sur les déversoirs de sécurité [10] permet de retrouver des coefficients de débits latéraux similaires à ceux utilisés par la CNR.

La différence de niveaux entre les sections résistantes à la surverse et les sections non prévues pour résister à la surverse est de 80 cm (30 cm de lame d'eau déversante entre les crues de protection et de sûreté et 50 cm de revanche).

Conception hydraulique des digues résistantes à la surverse

Le diagnostic approfondi et la conception des ouvrages en rive droite, ainsi que la réalisation d'une étude de dangers et une analyse coût-bénéfice, ont été confiés au bureau d'étude ISL. Différentes solutions envisagées pour le renforcement au déversement ont été étudiées, avec pour exigence d'intégrer les ouvrages dans le paysage :
La solution retenue par le SYMADREM a été la réalisation d'une carapace en enrochements bétonnés avec végétalisation de la protection. La figure 9 illustre le schéma de principe des ouvrages.

Le dimensionnement hydraulique a été fait à l'aide d'un modèle local permettant d'estimer pour la crue de sûreté les paramètres suivants :

- ✓L'évolution de la lame d'eau aval en fonction de la lame d'eau déversante ;
- ✓La vitesse maximum en pied de talus ;
- ✓La longueur maximum du ressaut
- ✓La hauteur d'eau conjuguée.

Le comportement des ouvrages pour la crue de danger a également été vérifié.
Les débits spécifiques q et les vitesses maximales V calculés sur l'ouvrage déversant, sont respectivement pour :

- ✓la crue de sûreté : q = 0,30 m^3/s.m et V = 4,6 m/s
- ✓la crue de danger : q = 0,86 m^3/s.m et V = 6,9 m/s

TABLEAU 3: SOLUTIONS ENVISAGÉES DE DÉVERSEMENT [8]

Solution envisagée	Commentaires
Engazonnement	La sécurité au déversement ne peut être assurée compte tenu du temps de déversement. Résistance variable suivant la saison
Béton armé	Solution techniquement sûre
Blocs en béton préfabriqués	Peu adaptée du point de vue esthétique
Gabions en marches d'escaliers et inclinés (type matelas reno)	Solution techniquement sûre Pb de pérennité et de vandalisme Peut être végétalisée et s'intégrer dans le paysage
Enrochements libres	Solution sûre si bien dimensionnée Peut être végétalisée et s'intégrer dans le paysage
Enrochements bétonnés	Solution sûre Peut être végétalisée et s'intégrer dans le paysage Moins souple (tassement) que la solution enrochements libres.

Un coefficient de Strickler K=40 a été retenue pour le calcul des hauteurs. Le dimensionnement des protections a été estimé à partir des formules de Knauss et Pinto [9].

Formule de Knauss

$$\frac{q}{\sqrt{g.(\Delta.D_{50})^3}} = 1{,}18 + 0{,}5\Phi - 1{,}87.\sin\alpha$$

Avec
q : débit spécifique
Δ : densité relative déjaugée des enrochements (=1,5 pour γ= 25 kN/m3)
D_{50} : diamètre médian des enrochements
Φ : coefficient de compacité (0,60 pour des enrochements déversés et 1,10 pour des enrochements appareillés (pelle à grappin ou manuellement)
α : pente des talus

Formule de Pinto

$$D_{50} = 0{,}6.S^{0{,}43}.q^{0{,}56}$$

Avec
D_{50} : diamètre des enrochements
q : débit spécifique
S : pente des talus

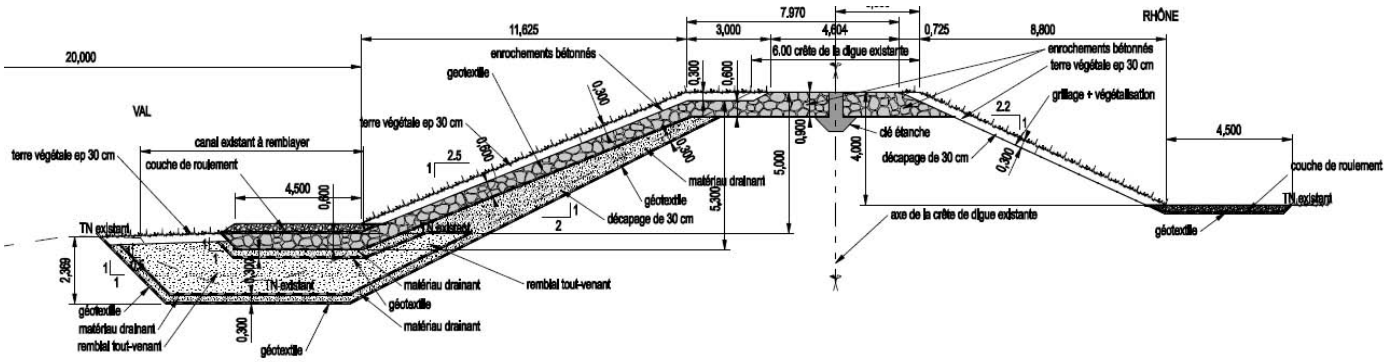


FIGURE 9 : SCHÉMA DE PRINCIPE DES DIGUES RÉSISTANTES À LA SURVERSE ENTRE BEAUCAIRE ET FOURQUES [8]

L'application de ces deux formules en prenant l'hypothèse conservative sur la mise en place d'enrochements déversés conduit aux valeurs suivantes :

- ✓Knauss : D_{50} (crue de sûreté) = 0,22 m et D_{50} (crue de danger) = 0,41
- ✓Pinto : D_{50}(crue de sûreté) = 0,21 et D_{50} (crue de danger) = 0,36

Le dimensionnement proposé pour les enrochements bétonnés a été de retenir des enrochements 0,40/0,30 m sur une épaisseur de 0,60 cm.

Compte tenu des faibles hauteurs de lame d'eau déversante, même pour la crue de danger, la réalisation d'un bassin de dissipation en pied de digue n'a pas été retenue. En effet, pour assurer un ressaut stabilisé au pied de la digue, le bassin de dissipation devrait avoir une profondeur de l'ordre de la hauteur conjuguée de l'écoulement, soit 0,50 m pour la crue de projet/sûreté et de l'ordre de 1 m pour la crue de danger. Il a été proposé de prolonger la protection en enrochement sur une longueur horizontale de 5 m, de façon à assurer la protection immédiate du pied de digue (Cf. figure 9).

Par ailleurs, le déplacement d'un canal d'irrigation en pied de digue vers la plaine conduit à prévoir des diguettes de part et d'autre de celui-ci, pour maintenir ses caractéristiques hydrauliques à débit équivalent et pour un calage inchangé du radier. Ces diguettes permettront de fixer le niveau d'eau aval (contre seuil) et par conséquent d'améliorer les conditions de restitution des débits déversés.

Au-delà de la protection de pied en enrochements (ou matelas Reno), des affouillements peuvent se produire en cas de déversement de longue durée. Le développement et la profondeur de ces affouillements sont difficiles à évaluer. Une évaluation maximale peut être donnée en utilisant la formule de Veronese, qui fournit la profondeur d'affouillement d'un débit spécifique q tombant à la verticale d'une hauteur H. Cette formule s'écrit :

$$d = 1{,}90.H^{0{,}225}.q^{0{,}54}$$

avec d profondeur d'affouillement sous le niveau aval, H hauteur de chute et q débit spécifique.
Notons que la profondeur d'affouillement d ne dépend pas de la nature du terrain, qui n'intervient que dans le temps nécessaire pour atteindre cette profondeur limite.

L'application de cette formule avec H = 5 m (hauteur de chute) conduit à un affouillement maximal de 1,50 m pour la crue de sûreté et de 2,53 m pour la crue de danger. Ces profondeurs correspondent approximativement à la profondeur du canal de pied. Autrement dit, dans le pire des cas, la situation sera analogue à celle de la situation actuelle, dans les zones où le canal est situé à proximité immédiate du pied de la digue.

On notera comme autre disposition constructive « hydraulique », la réalisation d'une poutre en béton ancrée dans le corps de digue, qui permet d'assurer l'étanchéité jusqu'au déversement.

Impact du projet sur la zone protégée

Un modèle 2D a été construit pour modéliser les écoulements dans la zone protégée à la fois en situation actuelle (risque fort de brèches pour Q100) et en situation projet (risque faible de brèches jusqu'à Q1000).

La réduction sensible du risque de brèches permet de réduire les volumes déversés par 30 environ pour la crue de référence (de 900 à 25 millions de m^3 déversés) et par 15 pour la crue millénale (de 1,5 milliard à 100 millions de m^3)

La figure 10 illustre ce gain

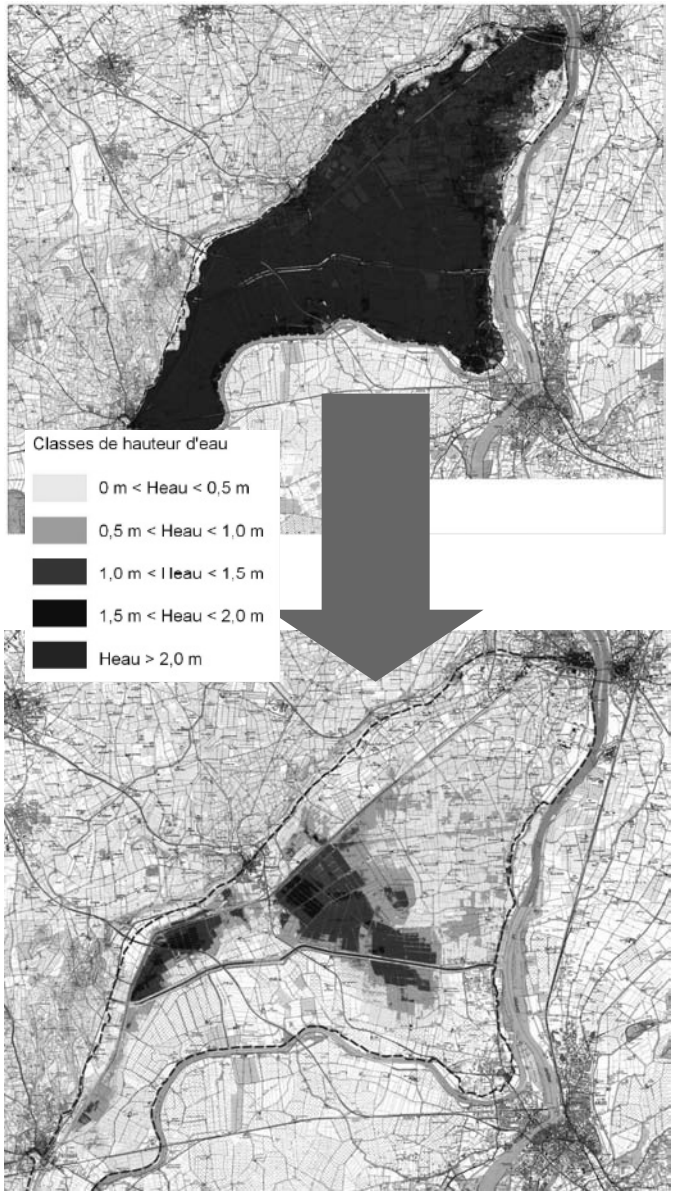


FIGURE 10 : IMPACT DES TRAVAUX DANS LA ZONE PROTÉGÉE POUR LA CRUE DE RÉFÉRENCE [8]

Conclusion

La méthodologie présentée appliquée au Rhône de 2007 à 2009 a été étendue aux digues du Petit Rhône et du Grand Rhône en aval d'Arles pour aboutir à l'établissement du programme de sécurisation cité supra. Ce dernier a été découpé en 12 opérations, dont 4 sont aujourd'hui terminés et 4 vont démarrer fin 2013 (dont le renforcement à la surverse de la digue entre Beaucaire et Fourques). Pour la réalisation du programme, des conventions de maîtrise d'ouvrage ont été passées avec RFF, la CNR, VNF et BRL afin d'avoir à moyen terme un exploitant unique pour ouvrages de protection contre les crues fluviales dans le Delta du Rhône

En rive gauche du Rhône, la présence d'un remblai ferroviaire a rendu la solution plus complexe. Un partenariat été passé entre le SYMADREM et RFF pour la création d'une digue séparée de la voie ferrée, équipée d'une section résistante à la surverse (maîtrise d'ouvrage et exploitation Symadrem) et la réalisation de 10 ouvrages traversants pour assurer la transparence hydraulique des crues déversantes jusqu'à la crue de sûreté (maîtrise d'ouvrage et exploitation RFF). Le démarrage des travaux est prévu en 2015.

Références

[1] DREAL Rhône Alpes (2009) *Schéma de Gestion des Inondations du Rhône Aval*

[2] Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques et au comité technique permanent des barrages et des ouvrages hydrauliques

[3] SYMADREM (2009 et 2012) *Etude de calage précis entre Beaucaire et Arles – rapports de phase 1 à 5 et prestations supplémentaires* – CNR

[4] SYMADREM (2010) *Programme de sécurisation des ouvrages de protection contre les crues du Rhône du Barrage de Vallabrègues à la Mer*

[5] Institution Interdépartementale des Bassins Rhône-Saône/Territoire Rhône (2003) : *Etude globale pour une stratégie de réduction des risques dus aux crues du Rhône (EGR) – Volet 1 : hydrologie* - SAFEGE CETIIS

[6] ULMANN A. (2008) *Surcotes dans le Golfe du Lion et conditions atmosphériques. Thèse de doctorat de l'Université Aix-Marseille I. Discipline : Géographie – Option : Climatologie* - CEREGE

[7] CARLIER M. (1998) Hydraulique générale et appliquée Editions EYROLLES

[8] SYMADREM (2010). *Étude de renforcement de la digue entre Beaucaire et Fourques* – ISL

[9] CETMEF/CUR/CIRIA (2009) : Guide Enrochement. L'utilisation des enrochements pour les ouvrages hydrauliques – version française du Rock Manual

[10] Degoutte G. coord. (2012). *Les déversoirs sur les digues fluviales.* MEDDE-DGPR

Les déversoirs retenus dans le projet « Isère Amont » : fonctionnalités, dimensionnement, dispositions constructives

The spillways implemented in the « Isère Amont » project: functionalities, design, construction dispositions

O. Manin[1], D. Milleret[2], JF. Frézet[3], L. Boutonnier[4]

[1] Symbhi (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère), Grenoble, o.manin@cg38.fr
[2] Territoires 38, Grenoble, dominique.milleret@groupe38.fr
[3] Egis Géotechnique (ex Egis Eau), Seyssins, jean-francois.frezet@egis.fr
[4] Egis Géotechnique, Seyssins, luc.boutonnier@egis.fr

Résumé

Le projet « Isère Amont » est basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et a pour but de protéger les zones urbanisées inondables entre Pontcharra et Grenoble (Isère) contre une crue bicentennale de l'Isère. Les travaux de ce projet de 112 millions d'euros HT ont démarré en 2012.

Le projet est basé sur les principes suivants : tous les écoulements au-delà de la crue trentennale sont stockés en arrière des digues dans 16 zones d'expansion de crue nommées « champs d'inondation contrôlée », ou « CIC », sur 3 400 ha. Ces zones sont optimisées pour un stockage moyen de 1 à 2 m d'eau en crue bicentennale. Elles vont permettre de réguler le débit de l'Isère qui passera de 1 900 m^3/s à Pontcharra à 1 200 m^3/s à Grenoble.

Différents types de déversoirs vont être réalisés au sein de l'endiguement existant, sur les 50 km de rivière :

- Des déversoirs d'alimentation pour mettre en eau le lit majeur ;
- Des déversoirs de communication entre CIC, pour recréer un écoulement en lit majeur et optimiser le stockage ;
- Des déversoirs de sécurité, prévus sur chaque grand tronçon de digue et notamment face aux zones urbanisées, afin d'éviter toute rupture incontrôlée des digues en cas de crue supérieure à la crue bicentennale, assurer la sécurité des ouvrages, et alerter les populations.

Ces ouvrages, de 35 à 450 m de long, réalisés en gabion, évacueront des débits linéaires compris entre 0,1 et 3 $m^3/s/ml$ de déversoir environ. Bien qu'ils soient classiques de par leur conception, toutes les techniques de l'art actuelles ont été employées et des adaptations techniques ont été conçues au fur et à mesure, pour favoriser l'acceptabilité sociale de ces ouvrages.

Abstract

The « Isère Amont » project is based on the implementation of « expanding flood areas » all along the 50 km long Isère valley and allows to protect all the urbanized areas from a bicentennal flood, from Pontcharra to Grenoble. 112 million euros of works began in the early 2012.

The flows, over the 30-year return period flood, are stored in 16 expanding flood areas representing 3 400 ha, named "CIC". These areas are maximized to store between 1 and 2 meter of water stage of the bicentennal flood. They enable to regulate the Isère high flow, which will pass from 1900 m^3/s in Pontcharra to 1 200 m^3/s in Grenoble.

Different sorts of spillways will be implemented on the existing levees :

- Supply spillways, which permits water to enter in the overbank ;
- Communication spillways between CIC, to create a flow between the expanding flood areas, and to optimize the storage ;
- Safety spillways, on each levee section and in front of urbanized areas, to avoid the creation of breaches if the flow exceedes the bicentennal flood, to ensure the safety of the hydraulic works, and to alert the inhabitants.

The spillways are 35 to 450 meters long, and they are built with "gabions". They flush flows between 0,1 and 3 $m^3/s/ml$.

Their design is quite conventional but many technical rules have been used to settle them. These works have been fitted during all the dialogue to make them accepted by all the inhabitants.

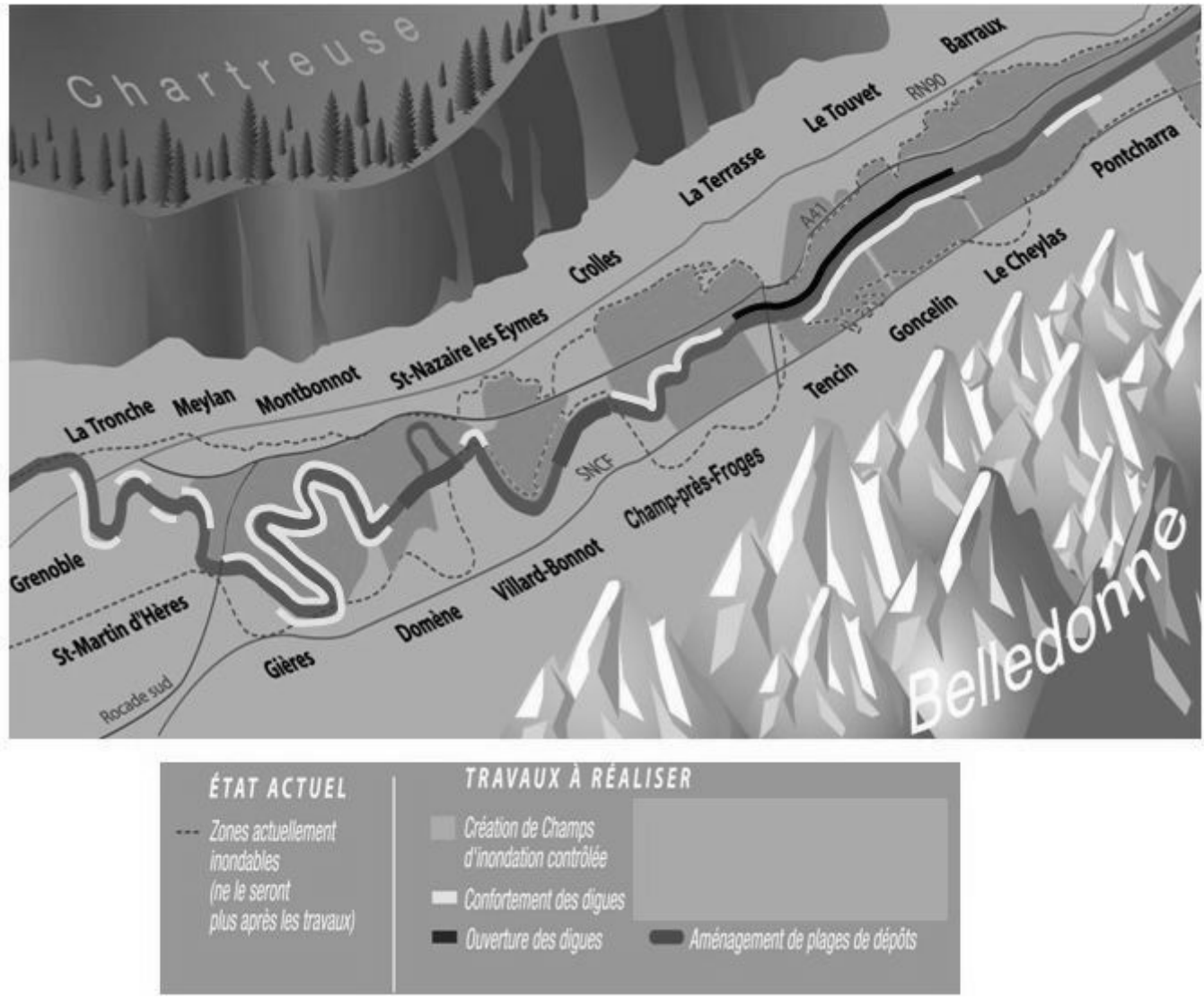


FIGURE 1 : LE PROJET ISÈRE AMONT

Introduction

Le projet « Isère Amont » (cf. Figure 1), porté par le Symbhi (et Territoires 38 comme mandataire) et dont le maître d'œuvre est le groupement Egis Géotechnique – Egis Eau – Hydrétudes / Gen Tereo, est basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et a pour but de protéger les zones urbanisées et urbanisables entre Pontcharra et Grenoble (Isère) contre une crue bicentennale de l'Isère. Ce projet représente un investissement de 112 millions d'euros HT, dont une première tranche de travaux de 52 millions d'euros HT qui a commencé début 2012 pour 5 années.

Ces travaux permettront également de mettre en valeur les milieux naturels de la vallée, et de participer au développement des loisirs liés aux berges de la rivière.Sur le plan hydraulique, au-delà de l'arasement des bancs, du curage des matériaux et du confortement des digues, le projet est basé sur les principes suivants : tous les écoulements au-delà de la crue trentennale sont stockés en arrière des digues dans 16 zones d'expansion de crue dites « champs d'inondation contrôlée » sur 3 400 ha. Ces zones sont optimisées pour un stockage moyen de 1 à 2 m d'eau en crue bicentennale. Elles vont permettre de réguler le débit de l'Isère qui passera de 1 900 m^3/s à Pontcharra à 1 200 m^3/s à Grenoble.

Différents types de déversoirs vont donc être réalisés au sein de l'endiguement existant, sur les 50 km de rivière :

- Des déversoirs d'alimentation des champs d'inondation contrôlée ;
- Des déversoirs de communication entre champs d'inondation contrôlée ;

- Des déversoirs de sécurité.

La communication propose d'exposer les caractéristiques retenues pour ces ouvrages.

Objectif de l'aménagement

Le ralentissement dynamique dans les Champs d'Inondation Contrôlée (CIC)

L'objet de l'aménagement est le ralentissement dynamique des crues de l'Isère entre Pontcharra et Grenoble. Il s'agit de réduire la pointe de la crue bicentennale après aménagement à un niveau proche de la crue trentennale actuelle dans la traversée de Grenoble et des 13 autres communes de la vallée qui ont des zones urbanisées ou urbanisables inondables au Plan de Prévention du Risque Inondation en vigueur. Le projet, tel que mis au point par le Symbhi, lors de phase d'Avant-Projet [3], prévoit que plus de 40 % des 1 900 m^3/s d'une crue bicentennale arrivant à Pontcharra sera dérivé vers le lit majeur via les 16 Champs d'Inondation Contrôlée (CIC) répartis sur les 50 km entre Pontcharra et Grenoble (cf. Figure 2). Ces CIC peuvent être dans certains cas partiellement ou totalement alimentés en cascade depuis l'amont par d'autres CIC.

La grande majorité de cet écoulement organisé en lit majeur ne participera ainsi plus à la pointe de la crue compte tenu du ralentissement dynamique.

Il est à noter que les terrains situés dans les CIC conserveront leur propriété et leur vocation actuelles : un protocole d'indemnisation a été signé avec les représentants du monde agricole pour définir les modalités de réalisation des travaux et d'indemnisation en cas de crue.

Le redécoupage de la zone inondable historique

Les zones habitées concernées par les inondations historiques sont réparties tout au long de la vallée, elles ont vocation à être protégées par les aménagements prévus : il a donc été nécessaire de concevoir dans certaines situations particulières des digues de second rang.

De même, l'optimisation du stockage dynamique de l'écoulement volontaire dans le lit majeur a conduit à la création de digues transversales.

Ces endiguements en lit majeur, regroupés sous le nom de merlons de cantonnement, permettent de redécouper la vallée et de définir clairement les contours de la zone protégée.

Il convient de rappeler que la protection directe contre les crues de l'Isère est assurée soit par les merlons de cantonnement au droit des CIC, soit directement par les digues du lit mineur qui sont également réhabilitées dans le cadre de ce projet. Le linéaire d'endiguement en lit mineur participant directement à la protection des zones à enjeux est cependant fortement réduit par rapport à l'état actuel, et ne concernera plus que que Pontcharra, Barraux, Froges, Domène, et Gières, Saint Martin d'hères, La Tronche, Grenoble.

Les crues de référence

Trois niveaux de crue remarquables sont considérés dans le cadre du projet :

- Crue trentennale : jusqu' à cette occurrence toute la vallée est protégée contre les inondations de l'Isère qui reste cantonnée entre ses digues. Au-delà de cette crue, l'inondation contrôlée débute.
- Crue bicentennale : c'est la crue historique de référence pour laquelle la protection des zones habitées est assurée.
- Crue cinqcentennale : c'est la crue de sécurité pour laquelle on vérifie que le système d'endiguement ne génère pas de risque supplémentaire.

Les types de déversoirs

Les déversoirs d'alimentation et de communication en lit majeur sont définis, implantés et dimensionnés compte tenu des objectifs de performance hydraulique.

Les déversoirs de sécurité répondent à une logique différente de sécurisation des ouvrages.

Au final on a une très grande diversité au sein de chaque famille, avec des sens de fonctionnement différents selon les ouvrages et parfois différents au cours d'un même événement pour un même ouvrage.

On recense donc 44 déversoirs (cf. Tableau 1) pour un linéaire total de surverse d'un peu plus de 4 km, le plus grand ouvrage ayant un linéaire de 450 m.

TABLEAU 1 : LES SURVERSES DU PROJET ISÈRE AMONT

	Nombre
Vannes d'alimentation	4
Déversoirs d'alimentation	14
dont communication entre CIC	*4*
Déversoirs de sécurité	25
dont déversoir entre CIC et zone protégée	*6*
Autres déversoirs	1

Ces ouvrages neufs viennent compléter deux déversoirs de sécurité déjà en place sur les digues dans l'agglomération (Domaine Universitaire de Saint Martin d'Hères, Plaine des Sports de Gières).

Un CIC est typiquement équipé comme suit :

- Une surverse d'alimentation côté amont (ou de sécurité pour les CIC placés en cascade) ;
- Une surverse de sécurité côté aval fonctionnant généralement dans le sens CIC vers l'Isère ;
- Une surverse de sécurité vers les zones habitées protégées par l'aménagement global.

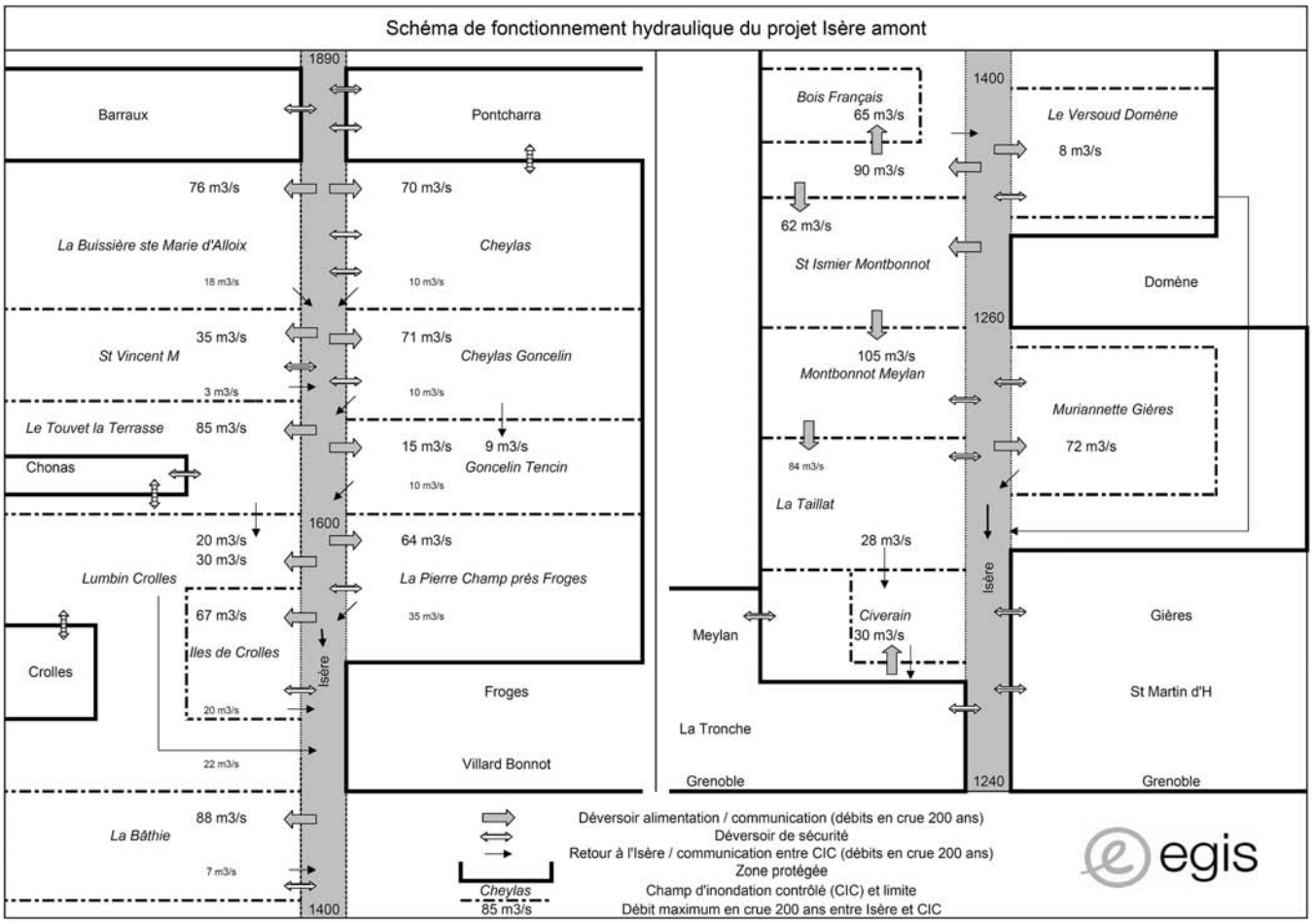


FIGURE 2 : SCHÉMA DE FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DU PROJET ISÈRE AMONT

Le fonctionnement du système

Le fonctionnement global est rappelé sur la Figure 2.

Les déversoirs d'alimentation
Ces déversoirs assurent l'alimentation à partir du niveau de la crue trentennale de l'Isère vers les Champs d'Inondation contrôlée (CIC). Les ordres de grandeur des débits admis dans les CIC sont rappelés sur la Figure 2.
Le fonctionnement de ces déversoirs est progressif avec d'une manière générale au fur et à mesure que le débit dans l'Isère augmente, une diminution de la différence de charge entre l'amont (lit mineur) et l'aval (lit majeur). Ainsi à la charge hydraulique maximale (débit linéique maximal) la hauteur de chute sur le coursier n'est pas maximale. Ce fonctionnement est détaillé en Figure 3.

Les déversoirs de communication
Ces déversoirs sont implantés entre 2 CIC placés en cascade.
Le principe de fonctionnement est identique aux surverses d'alimentation. La différence provient de l'occurrence de sollicitation. Il est en effet nécessaire d'obtenir un remplissage du CIC amont avant de pouvoir alimenter le CIC aval par la surverse. Cela correspond à un fonctionnement pour des crues de période de retour 50 à 100 ans.

Les déversoirs de sécurité
Ces déversoirs fonctionnent au-delà de la crue bi-centennale.
Les déversoirs d'alimentation font office d'ouvrage de sécurité au-delà de la crue bi-centennale.
L'implantation de ces ouvrages a été définie pour réduire le risque de rupture de digue au-delà de la crue bi-centennale en permettant une décharge progressive de l'Isère en crue. De par l'écoulement d'une lame mince d'eau au-delà de la crue bicentennale, ces ouvrages ont aussi pour vocation de donner du temps pour réaliser l'évacuation.

Un système de supervision et d'alerte pour assurer la cohérence des mesures de sécurité sur les ouvrages
Les surverses d'alimentation et de sécurité s'insèrent dans un schéma global dont un élément fondamental en phase d'exploitation sera le dispositif de Supervision et d'Alerte.

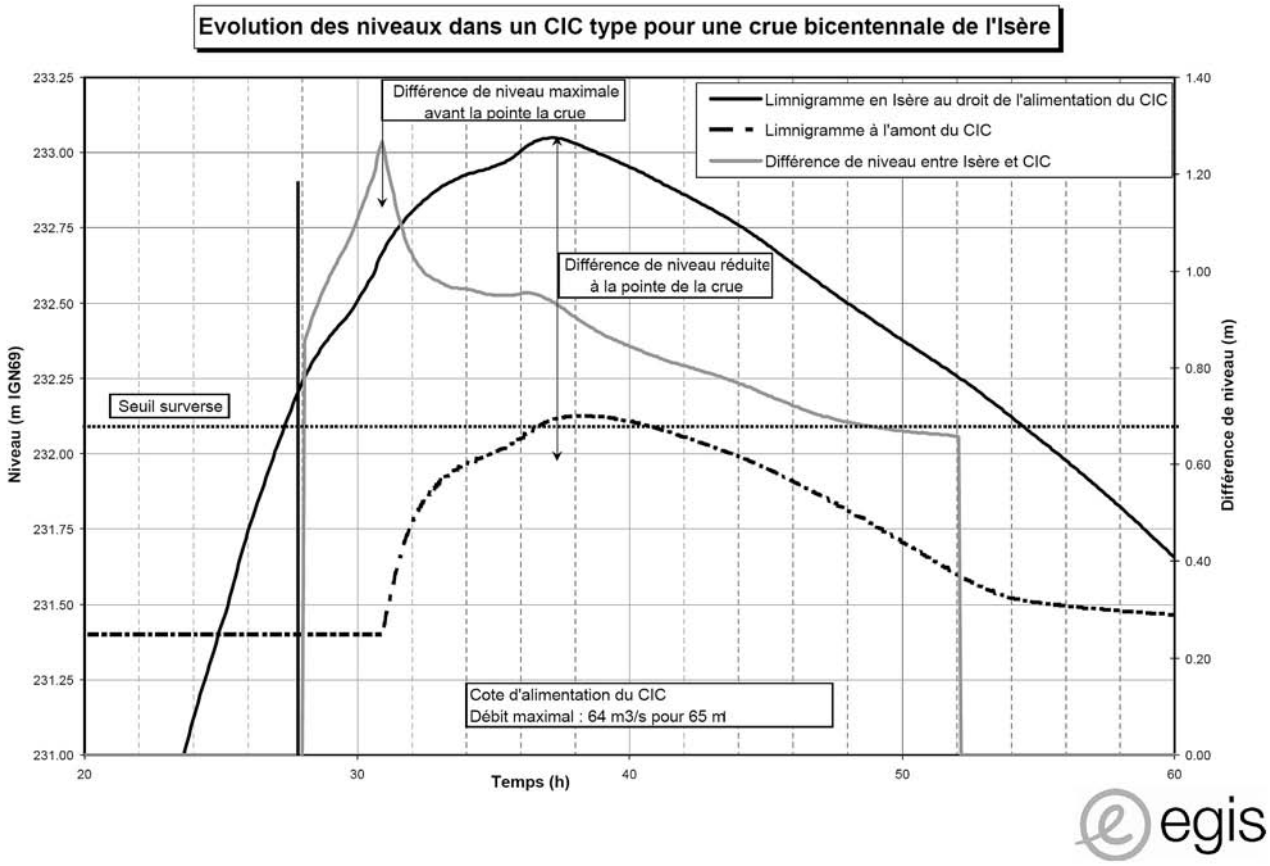


FIGURE 3: FONCTIONNEMENT TYPE D'UN DEVERSOIR D'ALIMENTATION D'UN CIC

Ce dispositif permet de suivre l'arrivée de la crue en amont du département (depuis la confluence avec l'Arc 20 km en amont du premier CIC), et l'évolution du niveau dans les CIC au droit de chaque surverse d'alimentation.
Cela permet d'anticiper le fonctionnement des surverses de sécurité et de déclencher les mesures de mise en sécurité de la population.
Ce système sera également valorisé en terme d'exploitation et de maintenance par le gestionnaire des ouvrages : l'AD Isère Drac Romanche (http://www.isere-drac-romanche.fr/), et permettra notamment d'adapter les tournées de surveillance à l'évolution d'une crue.

Le dimensionnement à l'échelle de l'ouvrage

Sollicitation hydraulique en crue

Les ouvrages sont implantés sur des digues ou merlons dont les talus sont pentés à 2H/1V de manière quasi systématique. La hauteur maximale de chute est comprise entre 0.5 et 4.0 m.

Une analyse des grandeurs hydrauliques a été effectuée pour définir des familles de déversoirs et standardiser la conception.
Les débits linéaires sur les seuils, rappelés dans le Tableau 2, sont compatibles avec des structures souples en gabions.

TABLEAU 2 : DÉBITS LINÉAIRES SUR LES SURVERSES

Débit linéique maximum Q200	1 m^3/s/ml
Débit linéique moyen Q200	0.9 m^3/s/ml
Débit linéique maximum Q500	2.3 m^3/s/ml
Débit linéique moyen Q500	1 m^3/s/ml

Pour la crue de projet, c'est-à-dire pour des déversoirs fonctionnant à partir de la crue trentennale, les lames d'eau sur le seuil des déversoirs restent majoritairement inférieures à 1 m. Pour la crue cinqcentennale, la lame d'eau moyenne est en moyenne inchangée, mais il convient de faire la distinction entre la lame d'eau moyenne des surverses d'alimentation (1.3 m environ) et de surverse de sécurité (0.60 m). Ces résultats sont rappelés dans le Tableau 3.

Sur ces bases, il a été défini les structures-types illustrées par la suite.

TABLEAU 3 : CHARGES HYDRAULIQUES SUR LES SURVERSES

Lame d'eau sur le seuil en crue bicentennale	
Maximale	1.09 m
Moyenne	0.79 m
Minimale	0.20 m
Lame d'eau sur le seuil en crue cinqcentennale	
Maximale	1.61 m
Moyenne	0.83 m
Minimale	0.10 m

Spécificité des surverses d'alimentation

Conformément aux demandes de la Police de l'Eau, les surverses d'alimentation sont « ajustables » dans une plage de +/- 30 cm autour de la crue trentennale pour tenir compte d'une évolution possible des fonds.

Cette contrainte a été prise en compte comme suit :

- La crête de la digue est abaissée à la cote de la crue trentennale – 30 cm.
- La longrine de tête de coursier est calée à la cote de la crue trentennale soit + 30 cm par rapport à la crête de la surverse. Cette surverse sera calculée pour être stable jusqu'à un calage à + 60 cm par rapport à la crête de la surverse. L'augmentation de la hauteur sera facilitée par la présence de fer en attente (stabox). La baisse de la crête de la surverse sera assurée par sciage de longrine.

Schéma général

Les figures 4 et 5 présentent les coupes type des ouvrages.

Dans ce schéma, et sauf exception, on rencontre dans le sens de l'écoulement :

- Une protection anti-érosive dans la zone d'entonnement (matelas gabion de 0.30 m ou gabion cage de 0.50 m selon les cas) ;
- Un cheminement de crête en dalle béton de 3 ml de largeur et 0.20 m d'épaisseur pour assurer la continuité du cheminement (usages de loisir et d'entretien) ;
- Une longrine de tête de coursier (réglable si déversoir d'alimentation, et placée côté amont). La première rangée de gabion côté coursier est fixée de manière continue à cette longrine ;
- Le coursier ;
- La fosse de dissipation en gabions.

La nature du coursier est adaptée aux sollicitations hydrauliques.

- Pour des débits linéaires inférieurs à 0.5 m^3/s/ml : le coursier à 2H/1V est en gabions de 0.30 m d'épaisseur.
- Pour des débits linéaires entre 0.5 à 2 m^3/s/ml : le coursier à 2H/1V ou 3H/1V est en gabions de 0.50 m d'épaisseur.
- Pour des débits linéaires supérieurs à 2 m^3/s/ml : le coursier en gradins est en gabions de 1 m d'épaisseur.

Les gabions sont recouverts de terre végétale et engazonnés. La fosse de dissipation n'est pas comblée pour limiter les risques d'affouillement sur les bajoyers du coursier en début de surverse.

Les adaptations en cours d'étude

La concertation

Lors de la concertation initiée lors de l'Avant-Projet et poursuivie dans les phases ultérieures, il est apparu que le positionnement de ces surverses pouvait être contradictoire avec certains objectifs environnementaux du projet. Plus spécifiquement encore les surverses d'alimentation véhiculaient des craintes sur des phénomènes d'érosion / atterrissement sur les terrains agricoles.

Les emplacements soumis à enquête publique avaient intégré ces données et privilégié l'implantation dans des zones boisées non sensibles, ou délaissées par les activités agricoles. Des déversoirs ont néanmoins été déplacés lors des études de Projet [1] pour tenir compte de demandes spécifiques (2 surverses de sécurité à Pontcharra et Meylan pour réduire les déboisements, 1 surverse d'alimentation à Saint Vincent de Mercuze initialement prévue en zone agricole).

Les optimisations du projet

Une des missions de la maîtrise d'œuvre, avant même les travaux, a été l'optimisation technique et économique d'une vingtaine de points singuliers du schéma d'aménagement d'origine [1]. Cette optimisation a donc concerné des surverses. Sans être exhaustif on peut citer :

- La transformation après déplacement d'une surverse de sécurité en surverse d'alimentation à Meylan pour réduire les hauteurs de merlon de cantonnement ;
- La remise à plat du fonctionnement hydraulique à proximité du hameau de Chonas (commune de la Terrasse) : modification du tracé du merlon de cantonnement (digue de second rang), déplacement d'une surverse de sécurité, modification du sens de fonctionnement d'une autre surverse de sécurité ;
- La remise à plat du fonctionnement au-delà de crue de projet du CIC de la Bâtie (commune de Saint Nazaire les Eymes) avec rehausse des merlons de cantonnement pour les rendre insubmersibles et concentrer la surverse sur les digues de l'Isère (niveau du CIC plus haut que celui de l'Isère).

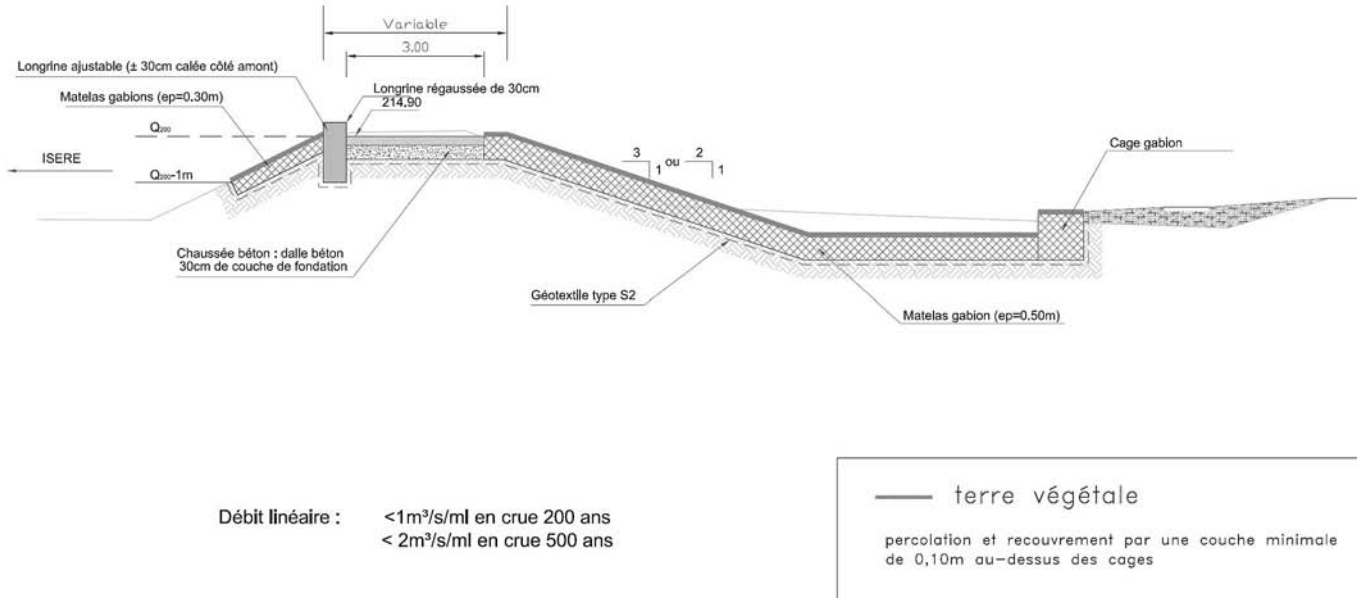


FIGURE 4 : COUPE TYPE SURVERSE D'ALIMENTATION

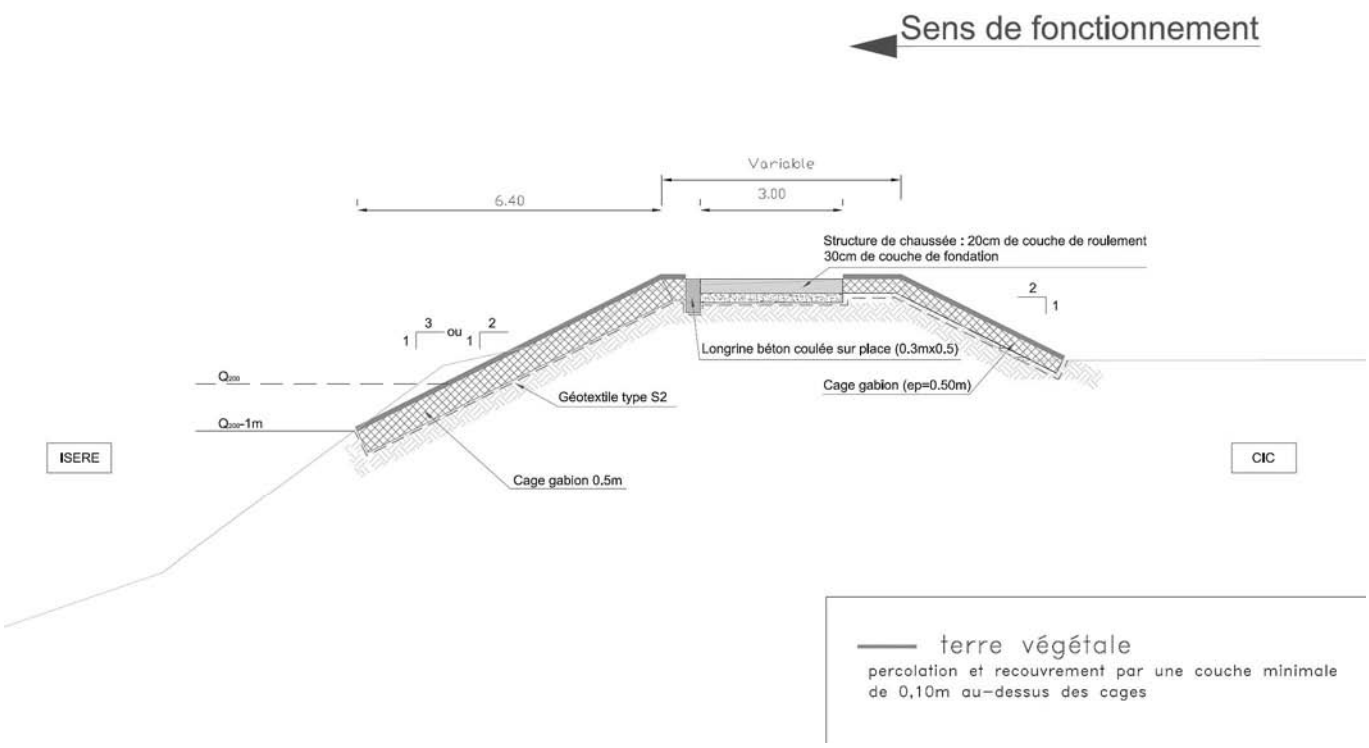


FIGURE 5 : COUPE TYPE SURVERSE DE SÉCURITÉ

Retours d'expérience pris en compte

Les retours d'expérience du maître d'œuvre et des gestionnaires de digue ont été intégrés.

Des déversoirs fixes

Les déversoirs sont fixes. Il n'y a pas de partie fusible dont le fonctionnement reste délicat [2]. Les longueurs de surverses ont été définies en conséquence. En zone aval, ce choix a conduit à prévoir des vannes clapet d'alimentation des CIC plutôt que des déversoirs fusibles.

Solidarisation des cages du coursier sur la longrine de tête

Cette zone de transition est une zone de faiblesse. La liaison entre la première rangée de cage et la longrine qui constitue la crête du déversoir est donc continue. Elle est assurée par un dispositif qui passe dans toutes les mailles de la cage.

Conclusion

Le projet Isère Amont est un projet novateur basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère car il mobilise systématiquement toutes les zones naturelles et agricoles de la vallée du Grésivaudan pour stocker les débordements de l'Isère au-delà de la crue trentennale, le dispositif étant optimisé pour la crue bicentennale. Il constitue également un projet d'envergure de par la quantité de travaux à réaliser et son nombre d'ouvrages. 44 déversoirs sont ainsi mis en place pour l'alimentation des champs d'inondation contrôlée ou au titre d'ouvrages de sécurité au-delà de la crue bicentennale. Ces ouvrages ont fait l'objet d'études techniques détaillées pour retenir les dimensionnements et les dispositions constructives les plus adaptés. La concertation avec les services instructeurs, mais surtout avec les élus et les habitants, a enfin permis l'optimisation technique et la meilleur acceptabilité de ces ouvrages dans un environnement où la relation homme-rivière évoluera sensiblement dans les années à venir. Un retour pratique d'expérience plus complet pourra être dressé d'ici 2016 pour la première tranche, puis à la fin des travaux, à l'horizon 2025.

Remerciements

Le maître d'ouvrage remercie l'ensemble des équipes techniques ayant participé aux études de conception du projet, mais aussi tous les élus, les partenaires et les habitants qui ont participé à la concertation autour de l'élaboration du projet et qui s'est traduite par plus de 300 réunions de travail, et plus de 35 réunions publiques. Le maître d'ouvrage remercie enfin tout particulièrement Monsieur Philippe Lefort qui, par ses solides compétences techniques, a pu apporter sa grande expertise sur les propositions techniques des maîtres d'œuvre.

Références

[1] Egis Eau, Egis Géotechnique, Hydrétudes. *Travaux d'aménagement hydraulique, environnemental et paysager de l'Isère à l'amont de Grenoble. Maîtrise d'œuvre tranche 1. Etudes de projet.* 2009.

[2] Royet P., Meriaux P (2004). *Les déversoirs fusibles le sont ils vraiment ?* Sécurité des digues fluviales et de navigation Actes du colloque pp. 187-199.

[3] Sogreah, BRL Ingénierie, Gay Environnement. *Elaboration de la phase AVP du projet intégré « Isère Amont ».* 2008.

Confortement par paroi étanche de la digue du Domaine Universitaire de Grenoble dans le cadre du Projet « Isère Amont » : retour d'expérience

The « Isère Amont » project: feedback about levees consolidation works along Grenoble's campus using waterproof walls

O. Manin[1], D. Milleret[2], L. Boutonnier[3], JP. Pinchart[4], A. Nicolini[5]

[1] Symbhi (Syndicat Mixte des Bassins Hydrauliques de l'Isère), Grenoble, o.manin@cg38.fr
[2] Territoires 38, Grenoble, dominique.milleret@groupe38.fr
[3] Egis, Seyssins, luc.boutonnier@egis.fr
[4] Egis, Seyssins, jean-philippe.pinchart@egis.fr
[5] GTS, Saint Priest, anicolini@gts.fr

Résumé

Le projet « Isère Amont » est basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et a pour but de protéger les zones urbanisées inondables entre Pontcharra et Grenoble (Isère) contre une crue bicentennale de l'Isère. Les travaux de ce projet de 112 millions d'euros HT ont démarré en 2012.
Il comprend également d'importants travaux de confortement de digues. La configuration particulière de la digue au droit du Domaine Universitaire de Grenoble a contraint à réaliser des parois étanches pour renforcer la digue, selon les deux techniques de parois au coulis sur 2 340 m et de palplanches sur 1 150 m.
La première solution ne peut être utilisée aisément que pour des profondeurs courantes (jusqu'à 6 mètres). Au-delà de ces profondeurs, les moyens et méthodes doivent être étudiés spécifiquement.
La deuxième solution est adaptée à toutes les profondeurs. Néanmoins, les zones de réseaux ou d'obstacles peuvent poser des difficultés.
La difficulté de cette opération résidait dans la technique et dans l'organisation face à un environnement à fortes contraintes. Cette organisation de travaux a été satisfaisante face à des contraintes d'éloignement et d'exiguïté. L'entreprise GTS a su mettre en place des équipes rôdées à ce type de travaux, ayant permis de réaliser ce chantier dans les règles de l'art et selon les cadences envisagées.

Abstract

The « Isère Amont » project is based on the implementation of « flood expansion areas » all along the 50 km long Isère valley and allows to protect all the urbanized areas from a 200-year return period flood, from Pontcharra to Grenoble. 112 million euros of works began in the early 2012.
It also includes important levees consolidation works. The particular configuration of the levee in front of the Grenoble's Campus on the left bank of Isère, forced to realize waterproof walls to strengthen the levee, using two techniques: grouting (concrete injection) concerning 2 340 meters length, and sheet walls concerning 1 150 m length.
The first solution can only be easily used for common depths (up to 6 m). Beyond these depths, the means and the methods must be specifically studied.
The second solution fits to all the depths. Nevertheless, the network or obstacles areas can present difficulties.
The difficulties of this operation are the technique used and in the organization in front of an environment with strong constraints. Solutions were fitted in front of constraints of estrangement and exiguity.
The GTS company managed to set up experimented teams, permitting to respect the techniques and the rhythm of the works.

Introduction

Le Projet « Isère Amont », porté par le Symbhi (et Territoires 38 comme mandataire) et dont le maître d'œuvre est le groupement Egis Géotechnique – Egis Eau – Hydrétudes – Gen Tereo, est basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et a pour but de protéger les zones urbanisées et urbanisables entre Pontcharra et Grenoble (Isère) contre une crue bicentennale de l'Isère. Ce projet représente un investissement de 112 millions d'euros HT, dont une première tranche de travaux de 52 millions d'euros HT qui a commencé début 2012 pour 5 années.

Ces travaux permettront également de mettre en valeur les milieux naturels de la vallée, et de participer au développement des loisirs liés aux berges de la rivière.
Du point de vue des renforcements de digues, l'opération comprend sur la première tranche de travaux 32 km de digues traitées. Ainsi, 19 km de digues sont rehaussées jusqu'au niveau de la crue bicentennale majorée de 0,50 m. De plus, l'analyse de la stabilité générale des digues et le traitement du risque d'érosion interne conduisent à des confortements des digues existantes :

- soit par recharge drainante coté terre (8 800 ml),
- soit par masque étanche côté Isère (155 ml),
- soit par paroi étanche (3 490 ml), avec retalutages localisés.

Enfin, 3,5 km de berges de l'Isère en contrebas de la digue nécessitent une protection pour assurer la stabilité générale ou éviter l'affouillement du pied de la berge.
La première opération de confortement de digue concerne le Domaine Universitaire de Grenoble, sur la commune de Saint-Martin d'Hères. Ce campus accueille quelque 45 000 étudiants.
Cette digue est soumise au risque de rupture par érosion interne. La solution retenue consiste à mettre en place des parois étanches, compte tenu de la présence d'enjeux et de la faiblesse des emprises disponibles.
Les travaux, d'un montant de 2,5 millions d'euros HT, ont lieu de juin 2012 à février 2013 et sont menés par la société GTS.
La communication propose de développer la solution technique retenue pour ces travaux : dimensionnement, dispositions constructives et retour d'expérience.

Les études réalisées

Nous décrivons ici le site et ses contraintes (topographie, avoisinants, contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique) et la solution retenue pour répondre aux objectifs de stabilité de la digue (risque d'érosion interne).

Le site
Dans le périmètre du projet Isère Amont, l'Isère s'écoule entre deux massifs montagneux des Alpes (La Chartreuse et Belledonne). La vallée, large de 3 à 4 km, a permis à l'Isère de divaguer. Le fond de la vallée est donc plat. Dans la zone du Campus, située en rive gauche de l'Isère, l'altitude du terrain naturel varie très peu (altitude comprise entre 213 et 214 m NGF). L'Isère, quant à elle, décrit une courbe comme illustré sur la Figure 1.
La digue existante en rive gauche est de hauteur limitée : de l'ordre de 2 à 3 mètres, comme illustré sur la Figure 2.

Contexte géologique, hydrogéologique et géotechnique
Les alluvions de l'Isère sont de nature variable (graves, sables et limons) compte tenu de la divagation du lit de la rivière au cours de la période géologique récente.
Ces alluvions sont le siège d'un aquifère important en relation avec l'Isère.

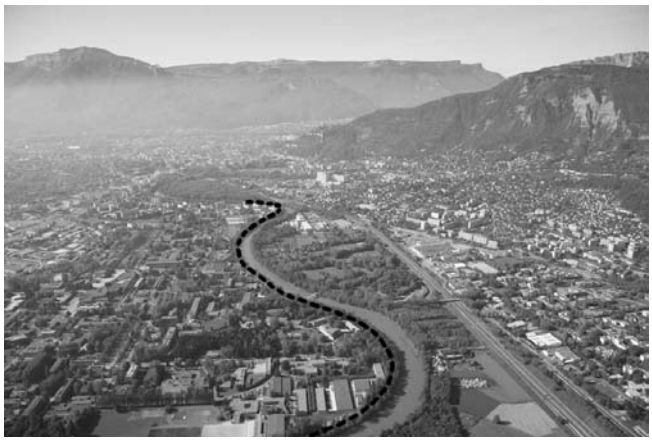


FIGURE 1 : CONFIGURATION DE LA RIVIÈRE ISÈRE ET DE LA DIGUE RIVE GAUCHE (EN POINTILLES) AU DROIT DU DOMAINE UNIVERSITAIRE DE GRENOBLE



FIGURE 2 : DIGUE DE L'ISÈRE AU DROIT DU DOMAINE UNIVERSITAIRE DE GRENOBLE

Dans la zone du Campus, les reconnaissances géotechniques ont mis en évidence, en partant du terrain naturel :

- de 0 à 2/4m : des sables fins et des limons ;
- au-delà de 2/4m : des graves sableuses.

Diagnostic de la digue existante
La digue existante est de faible hauteur. Néanmoins, sa largeur est souvent faible (3 à 4 m en crête en général comme le montre la coupe en Figure 3) et les matériaux qui la constituent sont hétérogènes (alluvions de natures diverses, présence de blocs). Dans ces conditions, le diagnostic effectué lors des études d'AVP initiales [3] a identifié un risque d'érosion interne.
Par ailleurs, cette digue doit également être rehaussée (de l'ordre de 50 cm en général) pour atteindre l'objectif de protection hydraulique Z_{Q200} + 0,50 m (z_{Q200} : cote de la crue bicentennale de l'Isère en un point donné de la digue).

Les avoisinants
De nombreux bâtiments du Campus Universitaire de Saint Martin d'Hères sont très proches de la digue existante, comme le montre la Figure 1.
Par ailleurs, de nombreux réseaux traversent et/ou longent la digue. On notera la présence de rejets d'eaux pluviales, de plusieurs traversées souterraines majeures dont une conduite d'AEP de DN 500mm (au profil en travers PT528, ces profils servant de référence kilométrique sur le tronçon d'étude) et un important réseau de télécommunications passant sous l'Isère (PT 516). Pour les réseaux longeant la digue on notera :

- un important réseau de communication en crête de digue sur (PT 503 à 516) ;
- un réseau électrique enterré en crête de digue (entre les PT 505 et 512) ;
- un réseau AEP longeant le pied de digue entre les PT 532 et 535).

Enfin, des traversées électriques aériennes de moyenne tension au PT 509 et 512 sont également à considérer pour la pose des palplanches.

La solution retenue
Compte tenu des avoisinants, la solution recharge de la digue par matériaux filtre coté terre est difficilement envisageable.
Dans ces conditions, la réalisation d'un écran étanche a été retenue dès la phase Avant-projet [3]. Les études de Projet [1] ont permis de confirmer les choix techniques.
Cette paroi est conçue pour éviter tout risque d'érosion interne dans la digue mais aussi dans les sables fins et limons, et dans les graves sableuses, qui constituent l'assise de la digue, comme illustré sur la Figure 3. Dans ces conditions, la paroi est ancrée dans les graves sableuses.

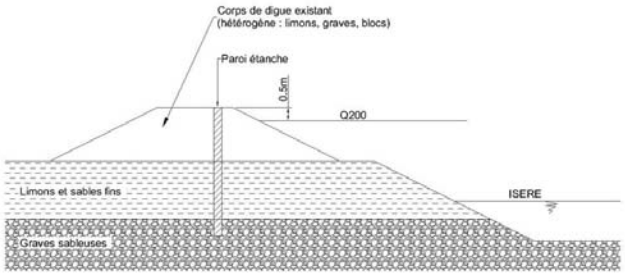


FIGURE 3 : SCHÉMA DE PRINCIPE DE LA PAROI ÉTANCHE

Les études de projet [1] ont prévu deux types de paroi :

- les parois au coulis ;
- les palplanches.

La première solution ne peut être utilisée aisément que pour des profondeurs courantes (jusqu'à 6 m). Au-delà de ces profondeurs, les moyens et méthodes doivent être étudiés spécifiquement. Elle permet par ailleurs de traiter plus facilement les interfaces avec les réseaux et les zones identifiées lors des études où des blocs peuvent être potentiellement présents.
La deuxième solution est adaptée à toutes les profondeurs. Néanmoins, les zones de réseaux ou d'obstacles (blocs, dépôts de tous ordres…) peuvent poser des difficultés.

Les reconnaissances complémentaires et l'ajustement des profondeurs
Afin de s'assurer de l'épaisseur des horizons faiblement résistants et de l'atteinte d'une profondeur permettant un ancrage significatif dans une couche consolidée de graves sableuses, il a été décidé de faire compléter les investigations d'études par une campagne d'essais pénétrométriques. Ces essais ont été effectués au démarrage des travaux, au moyen d'un pénétromètre statique lourd. Les essais ont été conduits jusqu'à la profondeur maximale des ouvrages augmentée d'1 à 2 m. Ils ont permis de confirmer l'altimétrie des horizons faiblement consolidés et des graves sableuses. En fonction de ces précisions, des adaptations de la profondeur des ouvrages ont pu être envisagées localement sur certains ouvrages avec une réduction maximale de l'ordre de 2 m très ponctuellement.

Les principes fixés pour les travaux

Le choix des procédés
Le choix des procédés de réalisation était en partie fixé au cahier des charges [2] et en partie au libre choix de l'entreprise.
Pour renforcer la résistance à l'érosion interne dans les secteurs où un besoin de rehaussement est nécessaire, il a été décidé de retenir la solution du rideau de palplanches qui permet de soutenir un remblai au-dessus de la digue actuelle sans élargir l'emprise de l'ouvrage.
Pour renforcer la résistance à l'érosion interne dans un secteur où des obstacles potentiels pouvaient se trouver, il a été décidé de retenir la solution de la paroi au coulis permettant d'évacuer ces obstacles.
Les autres secteurs ont été laissés au libre choix de l'entreprise, ce choix s'effectuant en fonction des profondeurs, longueurs des ouvrages et des natures de sols. Les pièces en annexe du cahier des charges permettent de connaitre la nature des sols à prendre en compte.
GTS, entreprise spécialisée dans les travaux géotechniques, maîtrise les différentes techniques du projet, soit les parois au coulis et les palplanches.

Les parois au coulis
Cette technique a été privilégiée par l'entreprise. Le principe est simple : substituer une tranchée du sol en place par un coulis de ciment et de bentonite.
La tranchée est implantée puis terrassée à la pelle mécanique avec un godet adapté. Les matériaux terrassés sont évacués

après plusieurs jours lorsque le coulis est figé de manière à ne pas salir les voiries.

La tranchée est remplie au fur et à mesure par le coulis. Le coulis est composé d'eau, de ciment (environ 200 kg/m^3 et de bentonite (environ 30 kg/m^3). Les produits sont stockés en silos. Le mélange est confectionné dans un malaxeur, qui est repris et poussé par un groupe de pompage dans une conduite de transport de petit diamètre jusqu'à la zone de creusement.

La bentonite assure la bonne homogénéité du mélange et le maintien d'une bonne rhéologie. Le ciment de type CEM III assure une bonne résistance aux éventuels agents agressifs contenus dans les eaux souterraines. Ce coulis présente l'avantage d'assurer lors de l'excavation, le rôle d'une boue de soutènement. Le coulis maintient les parois et permet ainsi le travail d'excavation à la pelle mécanique. Le coulis est à prise lente et la paroi est complétée par coulées successives permettant de combler les vides de surface liés au retrait et l'absorption des terrains encaissants.

La tranchée est couverte pendant 48 heures par des barrières afin d'éviter tout risque pour les personnes. Au-delà de ce délai, le coulis devient plastique et il ne présente plus de risque.

Les nuisances particulières liées à cette technique sont faibles et principalement liées aux bruits de chantier : excavation, transports des matériaux excavés, fabrication et approvisionnements de la centrale.

Les palplanches

Les palplanches à mettre en œuvre présentent une double fonction : soutènement et paroi étanche. Le soutènement permet de maintenir une largeur de crête de digue de 4 m après rehaussement, il n'intéresse qu'une faible hauteur de 80 cm maximum. Le module d'inertie des profilés n'a donc que peu d'importance pour cette fonction. La mise en fiche s'effectue au vibrofonceur monté sur une pelle de production après réalisation d'une petite tranchée d'implantation qui permet de maintenir le pied des palplanches.

Les nuisances propres à la technique des palplanches sont le bruit et les vibrations. Le vibrofonceur génère peu de bruits par rapport à un mouton de battage. Lors du démarrage du chantier une planche d'essai des matériels a été réalisée. Un enregistrement des vibrations a été effectué sur la première journée de travail. Elle a permis de mettre en évidence un très faible niveau de vibration (vitesse particulaire de moins de 1 mm/s dans la gamme d'onde < 30 Hz à 20 m de l'atelier). Le niveau de bruit engendré par le vibrofonceur utilisé est resté acceptable et n'a entrainé aucune remarque du voisinage du chantier pourtant très proche sur certaines zones.

Le retour d'expérience

Les parois au coulis

Pour une grande partie des zones du projet, la technique n'avait pas été imposée [2], laissant au candidat le choix du procédé. Répondant sans cotraitant sur le lot en question, l'entreprise GTS a donc fait le choix dans l'intérêt global du dossier en proposant la solution de la paroi au coulis, une solution adaptée au contexte avec un net avantage économique et des facilités de phasage.

Parmi les difficultés rencontrées lors de la réalisation de ces travaux, intervenant sur des ouvrages très longs avec peu d'emprises pour les travaux dans un environnement urbain, il était nécessaire de pouvoir transporter le coulis sur des distances importantes.

Dans ce contexte d'éloignement important, la zone de fabrication des coulis était située sur un emplacement défini au marché depuis une parcelle accessible aux transports routiers (cf. Figure 4). Dans ces conditions, les zones de creusement ont nécessité un pompage des coulis allant jusqu'à 1 500 m.



FIGURE 4 : ZONE DE FABRICATION FIXE

Dans ce contexte de site exigu, il a été nécessaire de définir un sens de progression pour le creusement assuré par deux ateliers et définir des zones d'évacuation des déblais en fonction des itinéraires possibles de transport. Un phasage adapté à la fermeture de digue a été mis au point et un plan de circulation a été établi en concertation avec le maître d'œuvre et les différents gestionnaires des voiries.

Au final, ces travaux ont avancé à la cadence quotidienne lissée de 20 ml (en tenant compte des installations, et des remises en état), et de 30 ml pour la simple production. Le coût moyen de cette technique est de 600 à 650 € HT du mètre linéaire (y compris installations et remises en état).



FIGURE 5 : ATELIER DE CREUSEMENT EN COURS

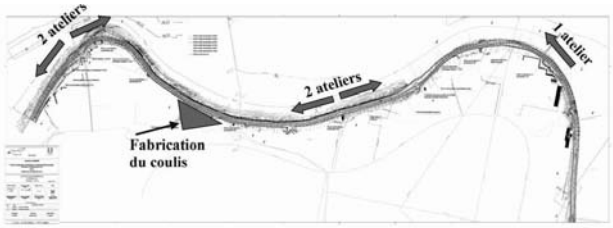


FIGURE 6 : SENS DE PROGRESSION (VUE GENERALE)

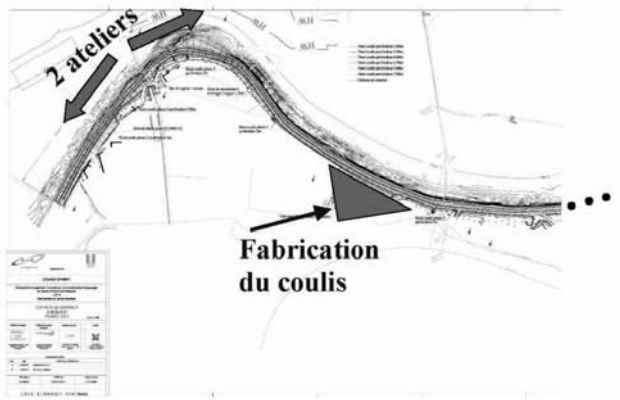


FIGURE 7 : SENS DE PROGRESSION (ZOOM N°1)

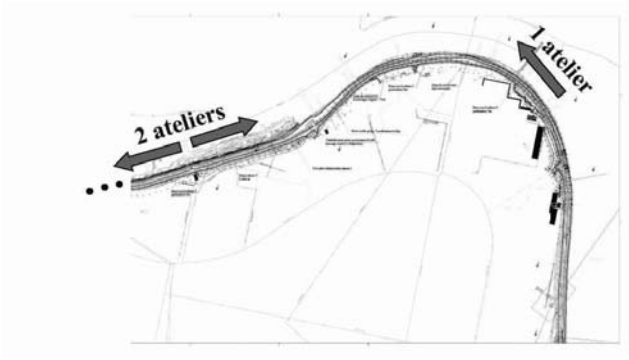


FIGURE 8 : SENS DE PROGRESSION (ZOOM N°2)



FIGURE 9 : PAROI AU COULIS

Les palplanches

Le contexte est identique aux travaux de confortement par paroi au coulis : le site est exigu avec une largeur de plate-forme de travail réduite par endroit à 4 m. En outre peu d'accès au chantier sont possibles et la plate-forme de travail constitue le principal accès au chantier. GTS est la seule entreprise de travaux à intervenir sur ces secteurs de travaux. En outre, sur ces secteurs, la coupure totale avec déviation de

la circulation sur les voies sur digues a permis la réalisation des travaux dans cet espace réduit.
Parmi les difficultés rencontrées lors de la réalisation de ces travaux, citons quelques rares refus en altimétrie isolés sur quelques mètres linéaires (cf. Figure 10) : le rideau de palplanches sera repris ou complété par voile d'étanchéité foré injecté, selon les possibilités techniques.



FIGURE 10 : RIDEAU DE PALPLANCHES EN COURS DE MISE EN ŒUVRE

Enfin, en raison d'un contexte de site exigu, l'équipe de travaux devait intervenir sur une digue étroite, un contexte de type Tunnel avec des entrées éloignées de plus de 500 mètres. La logistique d'approvisionnement des profilés et le matériel ont donc été adaptés à la configuration du site, à titre d'exemple le vibrateur hydraulique a été monté sur une pelle de 25 tonnes (cf. Figure 11).



FIGURE 11 : MATÉRIEL ADAPTÉ À UN SITE EXIGU

Au final, ces travaux ont avancé à la cadence quotidienne lissée de 20 ml (en tenant compte des installations, et des remises en état), et de 30 ml pour la simple production. Le coût moyen de cette technique est de 880 à 930 € HT du mètre linéaire (y compris installations et remises en état).

Conclusion

Le projet Isère Amont est un projet novateur basé sur le ralentissement dynamique des crues de l'Isère et comprenant d'importants travaux de confortement de digues. La configuration particulière de la digue au droit du Domaine Universitaire de Grenoble a contraint à réaliser des parois étanches pour renforcer la digue, selon les deux techniques : parois au coulis et palplanches.
La difficulté de cette opération résidait donc d'une part dans la technique et d'autre part dans l'organisation (phasage, sens de progression, plan de circulation, gestion des usagers de la digue) face à un environnement à fortes contraintes. Cette organisation de travaux a été satisfaisante face à des contraintes d'éloignement et d'exiguïté. L'entreprise en présence d'un contexte déjà rencontré sur d'autres opérations, a su mettre en place des équipes rôdées à ce type de travaux.
Les cadences envisagées pour les parois au coulis et pour les palplanches ont été tenues en moyenne. Certains secteurs plus délicats (présence de blocs dans la tranchée) ont nécessité un peu plus de temps de travail.

Remerciements

Le maître d'ouvrage remercie l'ensemble des équipes techniques ayant participé aux études de maîtrise d'œuvre du projet, et plus particulièrement l'entreprise en charge des travaux, qui a su mettre en place les moyens humains et techniques nécessaires pour assurer un chantier propre et maîtrisé.

Références

[1] Egis Eau, Egis Géotechnique, Hydrétudes. *Travaux d'aménagement hydraulique, environnemental et paysager de l'Isère à l'amont de Grenoble. Maîtrise d'œuvre tranche 1. Etudes de projet.* 2009.
[2] Egis Eau, Egis Géotechnique, Hydrétudes. *Travaux d'aménagement hydraulique, environnemental et paysager de l'Isère à l'amont de Grenoble. Maîtrise d'œuvre tranche 1. Dossier de consultation des Entreprises du lot 3 : Palplanches et Parois étanches.* 2011.
[3] Sogreah, BRL Ingénierie, Gay Environnement. *Elaboration de la phase AVP du projet intégré « Isère Amont ».* 2008.

Protection contre les crues de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières : difficultés du projet liées au contexte urbain

Protection against floods of Yzeron, Ratier and Charbonnières rivers: difficulties due to urban context

F. Moucheroud

Compagnie Nationale du Rhône – Direction de l'Ingénierie, Lyon,

Résumé

CNR Ingénierie intervient en tant que Maître d'œuvre pour le Syndicat d'Aménagement et de Gestion de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnière (SAGYRC) dans le cadre de la « Restauration hydraulique et environnementale de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières », dans le département du Rhône.

Le projet doit répondre à 4 exigences : hydraulique, restauration écologique, sécurité des digues et maîtrise du contexte urbain.

Le projet s'étend sur cinq communes. Le linéaire de cours d'eau concerné est de 4.5 kilomètres. Le linéaire d'endiguement réalisé est d'environ 4 kilomètres.

Le contexte urbain de ce projet est à la fois un enjeu fort du projet et une source de contraintes fortes et nombreuses pour la conception et la réalisation des ouvrages. Les principales contraintes sont liées aux facteurs suivants :

- emprises dans des parcelles privées, le cours d'eau étant la plupart du temps bordé par des propriétés privées,
- réseaux de toutes natures
- nombreux interlocuteurs concernés (autres Maîtres d'Ouvrages notamment)
- démarches administratives nombreuses et complexes

La conception des aménagements, illustrée par deux exemples, doit donc intégrer les points suivants :

- sureté et sécurité de l'ouvrage
- optimisation de l'emprise des ouvrages, obligeant à mixer les techniques de soutènement/protection
- enjeu de restauration écologique
- optimisation économique
- insertion paysagère

La phase chantier est également impactée :

- nécessité de coordonner tous les acteurs tout au long du chantier (concessionnaires de réseaux, riverains, services techniques des communes)
- nécessité de limiter les nuisances liées au chantier
- contrainte d'emprise pour les installations
- difficultés dans l'adaptation de la conception en phase chantier en cas d'aléa, les paramètres de la conception étant liés les uns aux autres.

Enfin, on voit que les ouvrages provisoires dans ce type de projets très contraints peuvent constituer une part non négligeable du coût.

Abstract

CNR Ingénierie has been chosen by SAGYRC as the designer for the project « Hydraulic and Environmental restoration of the Yzeron, Ratier and Charbonnières Rivers », located in Rhône department.

The project has four main requirements: hydraulic improvement, ecological restoration, security of the dykes and management of urban context.

The project is concerning 4.5 kilometers of river course and is located on five towns. About 4 km of dykes are to be built.

The urban context brings important issues and strong constraints for design and setting up of buildings. The main constraints are related to the following points:

- location on private plots of land, as many private properties are lying on the river shores
- presence of networks for different purposes
- a lot of people are concerned by the project (other public contracting authorities, among others)
- a lot of administrative rules to follow

The design, illustrated by two examples, is taking into account the following items:

- safety and security of buildings
- optimization of surface occupied by buildings that leads to mix techniques of retaining structures and techniques of bank protections
- stake of ecological restoration
- economic optimization
- landscape insertion

The construction phase is also impacted:

- relation between all stakeholders are to be managed during construction phase
- nuisances of works must be restricted
- availability of land for buildings installations is problematic
- difficulties in adapting the design during construction phase in case of hazards, as the design parameters are mixed.

Finally, we can see that the temporary buildings may cost a lot in comparison with the total amount of buildings in this complicated operation.

Introduction

CNR Ingénierie est Maître d'œuvre pour le compte du Syndicat d'Aménagement et de Gestion de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières (SAGYRC) pour l'opération de « Restauration hydraulique et environnementale de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières », dans le département du Rhône.

Ce projet a démarré avec la création du SAGYRC en 2001 puis la signature en 2002 du contrat de rivière « Yzeron Vif ». Ce contrat de rivière regroupe 20 communes du bassin versant de l'Yzeron. Il a pour objectifs la mise en place et le suivi d'un programme concerté d'actions d'aménagement et de gestion sur le bassin versant.

Les deux principales opérations portées par le SAGYRC consistent en la création de deux grandes retenues d'eau pour l'écrêtement des crues centennales, d'une part, et la restauration hydraulique et écologique des cours d'eau, d'autre part, opération faisant l'objet du présent exposé.

Cette opération comporte un premier volet ayant pour objet la lutte contre les inondations de l'Yzeron et ses affluents par l'élargissement du cours et, en complément, la mise en place d'un endiguement d'une hauteur allant de 0.50 m à 1.50 m. Le niveau de protection est la crue centennale en amont des retenues d'eau et la crue d'ordre trentennale à l'aval. L'autre volet concerne la restauration écologique du cours d'eau par la mise en œuvre de techniques spécifiques de génie végétal permettant d'améliorer la valeur écologique du cours d'eau (restauration de milieux favorables aux différentes espèces faunistique et floristiques locales).

Cet exposé porte uniquement sur le volet « aménagements pour la lutte contre les inondations » du projet. Il a pour objectifs de présenter le contexte du projet et l'ensemble des éléments entrant en jeu dans le choix des techniques mises en œuvre. Ce sont ces éléments qui font la spécificité de ce type de chantier, tant du point de vue technique qu'organisationnel et financier.

Dans une première partie, nous décrirons comment la complexité du projet est source de contraintes fortes pour la conception des ouvrages. Nous décrirons également quelques techniques et les raisons pour lesquelles elles ont été retenues. Dans une seconde partie nous évoquerons les contraintes fortes apportées également au niveau du chantier, au-delà de la simple mise en œuvre des techniques. Enfin nous évoquerons les impacts spécifiques en termes de coût.

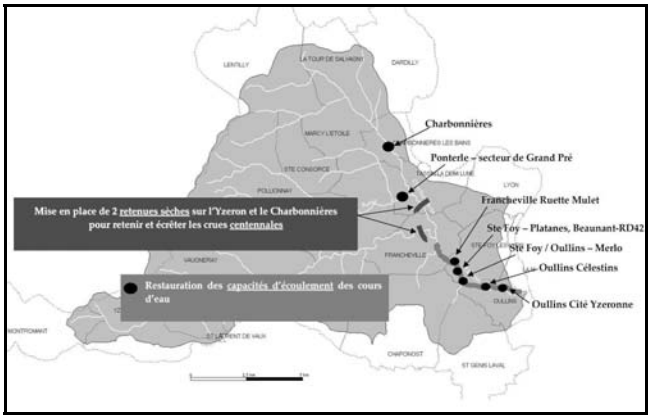


FIGURE 1 : PLAN DE SITUATION DES AMÉNAGEMENTS PROJETÉS

Description du projet et des contraintes à prendre en compte dans la conception

Un projet complexe par nature

Le volet « aménagements pour la lutte contre les inondations » de l'opération consiste en l'élargissement du cours et, en complément, la mise en place d'un endiguement d'une hauteur allant de 0.50 m à 1.50 m.

Le linéaire de cours d'eau concerné par cette opération est de 4,5 kilomètres. Le projet s'étend sur cinq communes (Charbonnières-les-Bains, Tassin-la-Demi-Lune, Francheville, Sainte-Foy-Lès-Lyon, Oullins) et est divisé en 8 secteurs.

Sur une majorité du linéaire du projet, le cours d'eau est bordé par des propriétés privées, les riverains étant en général propriétaires de la moitié du cours d'eau au droit de leur parcelle. Il y a environ 70 propriétaires privés concernés par le projet.

Les autres parcelles sont publiques et portent en général soit des installations municipales, soit des voiries importantes ou autres ouvrages publics importants (routes départementales RD50 et RD42, ponts et passerelles sur l'Yzeron, collecteur d'assainissement). Les Maîtres d'Ouvrages publics concernés par ces ouvrages sont les 5 communes riveraines du projet, la communauté urbaine du Grand Lyon (direction de la voirie, direction de l'eau), le département du Rhône (service Ouvrages d'Art, service voirie). Il est à noter que ces deux dernières collectivités ont des projets connexes à celui du SAGYRC (doublement du collecteur de l'Yzeron et reconfiguration du carrefour RD42 / RD50).

Enfin, les abords du cours d'eau ont été le lieu d'implantations, au fil des années, de nombreux réseaux publics et privés : électricité, gaz, télécommunications, assainissement, eau potable, éclairages publics… etc.

Il apparaît désormais évident que la nature même du projet, la restauration d'un cours d'eau dans le but de limiter les impacts des inondations, qui plus est dans le contexte urbain de l'Ouest Lyonnais, est source d'une grande complexité.

Les exigences auxquelles la conception doit répondre

La complexité du projet évoquée précédemment se décline de manière évidente dans des contraintes fortes pour la conception des aménagements :

Dans un premier temps, le projet est soumis aux exigences réglementaires imposées par le respect de la Loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques (LEMA). Ces contraintes sont spécifiées de manière plus précise dans les arrêtés préfectoraux autorisant les travaux et dans les avis des administrations compétentes et de leurs conseils (DDT, PATOUH, avis de l'Enquêteur Public…). Ces arrêtés et avis sont le fruit d'un dialogue soutenu entre le SAGYRC, les services administratifs et le Maître d'œuvre, concepteur des ouvrages. Ainsi, la sureté et la sécurité de l'ouvrage étant primordiales, des dispositions spécifiques s'imposent (dispositifs anti-affouillement, de lutte contre l'érosion interne, de lutte contre la ruine de l'ouvrage en cas de surverse, dispositifs de ressuyage afin de respecter le principe de non-aggravation des crues, renforcement de sols de fondation, interfaces entre différentes techniques…).

L'emprise des ouvrages est une autre dimension du projet très contrainte : l'optimisation de l'emprise définitive et provisoire du projet est obligatoire pour que celui-ci soit accepté par l'ensemble des parties prenantes et que les intérêts communs et particuliers soient satisfaits. Cela oblige à mixer les techniques d'une berge à l'autre ou d'une parcelle à l'autre, mais aussi dans le profil type même de la berge endiguée. Les négociations foncières avec les riverains, menées de manière à éviter une démarche d'acquisition « en force » par expropriation pouvant mener à des surcoûts importants et une mauvaise acceptation du projet, conduisent également à adapter certaines techniques définitives ou provisoires pour limiter l'impact du projet et des travaux.

L'enjeu de restauration écologique du cours d'eau a également une influence sur la conception du volet hydraulique du projet. Ce second volet de l'opération est un facteur important pour l'acceptation, la justification et le financement du projet au-delà du seul volet inondation. Ce facteur impacte assez fortement la conception des ouvrages de génie civil et ouvrages en terre. En effet, ceux-ci doivent permettre l'insertion ultérieure des techniques de génie végétal (fascines de pieux nécessitant un substrat de sols fins, banquettes permettant d'accueillir des habitats spécifiques… etc.). La prise en compte de ces contraintes se fait également au niveau de l'étude hydraulique, puisque les techniques de génie écologique peuvent avoir une influence sur la capacité d'écoulement du cours d'eau en crue.

L'étude hydraulique menée en amont des dimensionnements du génie civil est soumise également à des exigences spécifiques. Le modèle mathématique développé prend en compte les différentes contraintes évoquées (géométrie définie selon l'emprise disponible, modélisation des ponts, adaptation du coefficient de Strickler suivant le type de revêtement ou végétation prévu…). Il permet d'optimiser ces points par la réalisation de plusieurs simulations. Les résultats de l'étude hydraulique sont une donnée d'entrée pour le dimensionnement des techniques (calage en z des endiguements, données de vitesses et de débits permettant le dimensionnement des protections contre l'érosion de la berge endiguée…).

Les nombreux réseaux présents sur le site apportent des contraintes fortes et imposent une démarche étape par étape : identifier les interlocuteurs, identifier la possibilité de dévier ou non le réseau, si oui à quel moment, qui le fait, dans quel délai. Ces démarches prennent beaucoup de temps à cause du nombre de réseaux impactés et de concessionnaires concernés. Aussi la conception a-t-elle comme objectif d'impacter le moins de réseaux possibles ou d'optimiser le projet autour des réseaux qui ne peuvent être déplacés.

Concernant l'insertion paysagère, ce volet du projet a comme exigence de proposer des aménagements paysagers cohérents sur l'ensemble du cours d'eau mais également adaptés aux secteurs traversés et aux aménagements existants et souhaits d'évolution des communes concernées.

Enfin, le planning de l'opération est également soumis à des contraintes provenant de la complexité du site : certains secteurs du projet sont presque entièrement bordés de parcelles publiques tandis que d'autres sont uniquement bordés par des parcelles privées. Il s'ensuit un décalage temporel dans les démarches d'acquisition foncières. Le Maître d'œuvre doit donc prendre en compte la contrainte supplémentaire de la date à laquelle les emprises seront disponibles. Cela doit être pris en compte dans l'organisation de la phase chantier.

D'autres types de contraintes, intrinsèques à l'opération, apparaissent : qualité des sols, accès difficiles au cours d'eau, parfois à créer, notamment.

Les techniques mises en œuvre

Deux types de berges endiguées sont détaillés par la suite. Les bonnes pratiques suivies du point de vue de la conception et de la construction sont également mises en lumière.

La Figure 2 présente le profil type d'une digue en gabions et remblai réalisée à Charbonnières-les-Bains. Cette digue est

réalisée dans un parc public en protection de la rive gauche du cours d'eau qui est bordé par des propriétés privées en surplomb. La digue permet de rehausser et conforter le niveau des protections sommaires mises en place par les riverains (murs en général anciens, peu fondés, parfois rehaussés par des techniques sommaires).

Cette digue est un ouvrage de classe C au sens du décret n°2007-1735 (selon Etude De Dangers [1]). Elle est composée d'un soutènement vertical en gabions côté cours d'eau (côté amont de la digue), et d'un remblai assurant l'étanchéité de la digue côté terre (côté aval de la digue).

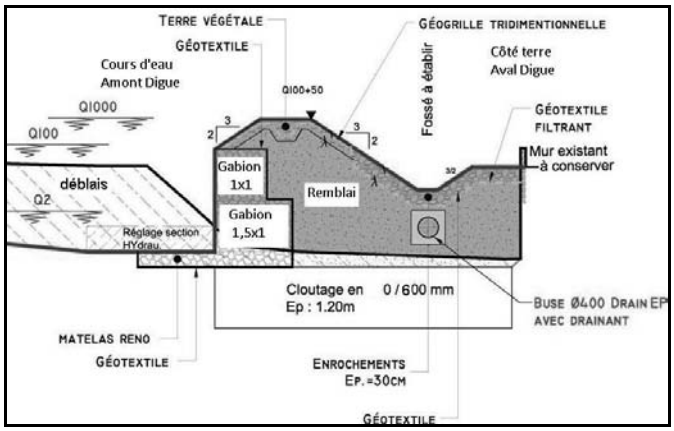


FIGURE 2 : DIGUE DE PROTECTION EN GABIONS ET REMBLAI À CHARBONNIÈRES-LES-BAINS

Les éléments de la conception sont dictés par les fonctionnalités de l'ouvrage digue et les contraintes auxquelles elle est soumise. On liste ci-après les contraintes auxquelles la digue est soumise et les règles et parades appliquées :

- Etanchéité de la digue : les matériaux de remblais utilisés sont des matériaux de type A1, A2 ou B5 selon la classification du GTR du SETRA [2]. On prévoit d'utiliser les matériaux issus des déblais du site. Un contrôle géotechnique précis et régulier des matériaux de déblai est prévu afin de vérifier la conformité pour utilisation en remblai (identification des matériaux, réalisation d'essais Proctor, mesure de la teneur en eau).
- Emprise géométrique de la digue : la mise en œuvre dans un parc public autorise une emprise assez confortable mais il est tout de même nécessaire de limiter l'emprise de la digue. C'est pourquoi un parement vertical en gabions est prévu.
- Contraintes hydrauliques : les vitesses d'écoulement sont à prendre en compte dans le calcul des pentes des talus ou pour le choix du parement côté cours d'eau. Le risque d'affouillement est également à prendre en compte. Le parement en gabions permet de résister aux vitesses d'écoulement en crue. La protection anti-affouillement est assurée par la mise en place d'un matelas gabion en fondation de l'ouvrage et la mise en place d'une banquette érodable en pied d'ouvrage. Cette banquette permet également le réglage de la section hydraulique d'écoulement ainsi que l'implantation d'habitats pour la faune et la flore. La partie supérieure de la digue, en remblai, est protégée contre l'écoulement de crue et contre les écoulements de surverse par une géogrille tridimensionnelle. Le fossé de pied du côté terre est également protégé vis-à-vis des écoulements de surverse.
- Erosion interne : le risque d'entraînement des particules fines du remblai par un écoulement suffisamment fort dans le corps de digue est limité d'une part par la création du revêtement drainant du fossé de pied côté terre et par le drain situé en dessous. Ces deux dispositifs réduisent le risque de création d'une veine d'écoulement dans la digue en permettant la diffusion homogène des pressions interstitielles. Les gabions assurent la même fonction pour des écoulements éventuels de la terre vers le cours d'eau (cas de décrue rapide). Le risque d'érosion est également limité par la mise en place de géotextiles filtrants aux interfaces entre le remblai de la digue et ces dispositifs drainants.
- Cas de surverse et ressuyage des parcelles : le cas d'une crue passant par-dessus la crête de digue est envisagé. Ainsi, comme on l'a déjà précisé, le talus aval de la digue est protégé par une géogrille. Le fossé de pied côté aval est revêtu de petits enrochements protégeant ainsi le pied de digue contre l'affouillement. Ce fossé est également dimensionné pour assurer le ressuyage des parcelles situées derrière la digue. Dans le profil en long, ce fossé a donc un exutoire à l'aval. Ces dispositifs découlent de la prise en compte des règlementations récentes sur la sûreté des digues (décret n°2007-1735) et la prise en compte des risques identifiés dans l'Etude de Dangers [1].
- Murs des riverains : il a été fait le choix de conserver les murs des riverains comme murs de clôtures. Cependant, ils doivent devenir hydrauliquement transparents pour ne pas être considérés eux-mêmes comme un endiguement et permettre le ressuyage des parcelles. Il est ainsi prévu des ouvertures en pied de ces murs pour permettre cette transparence hydraulique. La digue assurant désormais une protection hydraulique supérieure à l'existant.
- Stabilités de l'ouvrage (stabilité générale au glissement, stabilité externe, stabilité interne) : les dimensionnements réalisés pour vérifier les stabilités de l'ouvrage imposent certaines dispositions. Ainsi, certains cas de charge hydraulique dans le remblai du corps de digue mènent à un coefficient de stabilité non acceptable. La nature des matériaux utilisés est donc choisie en fonction de ces résultats pour que ce cas de charge ne soit pas possible. Les dispositifs drainants et filtrants permettent également

d'éviter ces cas de charge défavorables. Par ailleurs, les reconnaissances géotechniques réalisées ont mis en évidence des sols de fondation peu portants. Il est ainsi prévu la réalisation d'un massif de cloutage en matériaux 0/600 mm pour assurer le non poinçonnement de l'ouvrage dans le sol d'assise. Ce massif de cloutage permet d'améliorer le sol en augmentant sa portance.

La conception de cette digue permet donc, en fonction des spécificités du site, de prendre en compte l'ensemble des contraintes (contraintes hydrauliques, de stabilité, d'emprise, de sûreté).

Le second cas présenté permet de prendre en compte les mêmes contraintes mais dans un contexte différent et donc avec des techniques différentes.

La Figure 3 présente le profil type d'une berge endiguée prévue à Oullins. Ce profil correspond à une zone où la réalisation d'une fouille ouverte est possible. La Figure 4 présente le même type de berge mais avec un soutènement vertical constitué d'une berlinoise avec pieux forés, la présence d'un bâtiment empêchant la réalisation d'une fouille ouverte.

Ce profil de berge sub-verticale (Fig. 3 et 4) est rendu nécessaire par la géométrie du site avec des parcelles privées en surplomb, donc pas d'emprise disponible, et des berges existantes relativement raides, ainsi que l'exigence de dégager un maximum de section hydraulique pour le passage des crues. La fonction anti-affouillement du pied de berge est assurée par un matelas gabion en assise du parement en gabions. Ce dernier fonctionne en mur poids et est prévu pour résister aux écoulements de crue.

La fonction digue est assurée par un mur en béton en partie supérieure de berge ou bien la partie supérieure du soutènement vertical pour le cas de la Figure 4. La pérennité de cette partie de l'ouvrage en cas de surverse est assurée par la mise en place d'un matelas gabion anti-affouillement en arrière (Fig. 3). Dans le cas du soutènement (Fig. 4), la pérennité de l'ouvrage n'est pas mise en cause en cas d'affouillement derrière le rideau suite à surverse, du fait de la fondation profonde du rideau. Un dispositif de ressuyage est prévu en arrière des murs-digue.

Ce profil mixte gabions et mur-digue est permis, du point de vue de la fonction étanche de la digue, par le fait que les crues de l'Yzeron sont relativement brèves. Ainsi, le temps de montée de la crue millénale (passage de l'étiage au débit Q1000) est de l'ordre de 6 heures tandis que la durée de la pointe de la crue (période pendant laquelle le débit est supérieur à Q100) est également de l'ordre de 6 heures. Ces temps sont courts par rapport aux temps de saturation des sols, si bien que la remontée de la nappe en période de crue est très peu probable. Cela permet de n'envisager l'étanchéité du dispositif d'endiguement qu'en partie supérieure de la berge. Concernant le risque d'érosion interne, les gabions assurent un drainage du talus avec la diffusion homogène des pressions interstitielles. Un géotextile filtrant est disposé entre les gabions et le remblai de la fouille pour éviter toute migration de particules fines du sol à travers les gabions.

Concernant la stabilité de l'ensemble, l'ouvrage gabions et le mur sont dimensionnés séparément, sauf pour la stabilité d'ensemble au glissement. Les gabions sont disposés en redans et inclinés pour accroître la stabilité de l'ensemble mais également pour « absorber » plus facilement les tolérances de mise en œuvre d'un point de vue esthétique.

On voit donc avec ce deuxième exemple que les exigences de la conception combinées à des données de site différentes conduisent à des techniques différentes. Cette problématique se retrouve tout au long du cours d'eau, d'où une difficulté d'homogénéiser les techniques, tant au stade de la conception que du point de vue de la mise en œuvre.

Spécificités du chantier

La diversité des sites et des contraintes foncières a conduit le Maitre d'Ouvrage à séparer l'opération en plusieurs chantiers afin de réaliser les travaux au plus tôt là où c'est possible, en cohérence avec une logique de non-aggravation de l'état actuel du secteur en période de crue. Cela signifie des travaux de préférence de l'aval vers l'amont avec possibilité d'aménager un site amont s'il est déconnecté hydrauliquement de l'aval. Au moment où cette communication est publiée, le secteur de Charbonnières-les-Bains a déjà fait l'objet de travaux et les deux secteurs situés sur la commune d'Oullins sont sur le point de démarrer. Cette partie de l'exposé sera donc basée sur ces deux secteurs. Les autres secteurs n'ont pour le moment fait l'objet que d'études d'Avant-Projet et d'Avant-Projet modificatif. Ils seront étudiés plus en détail en 2013 pour des travaux prévus sur 2014-2015.

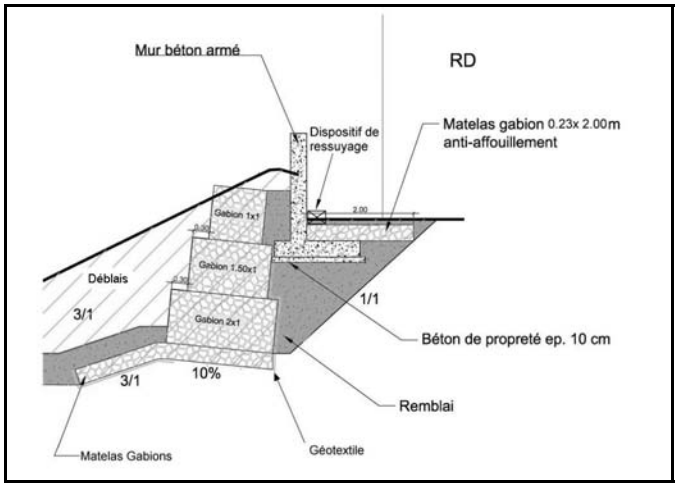


FIGURE 3 : BERGE ENDIGUÉE À OULLINS – FOUILLE OUVERTE

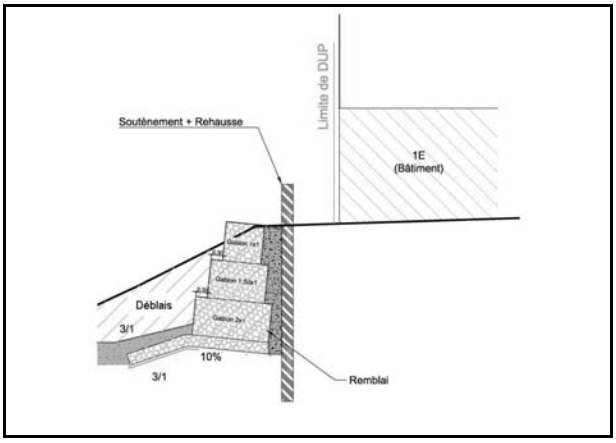


FIGURE 4 : BERGE ENDIGUÉE À OULLINS – SOUTÈNEMENT VERTICAL

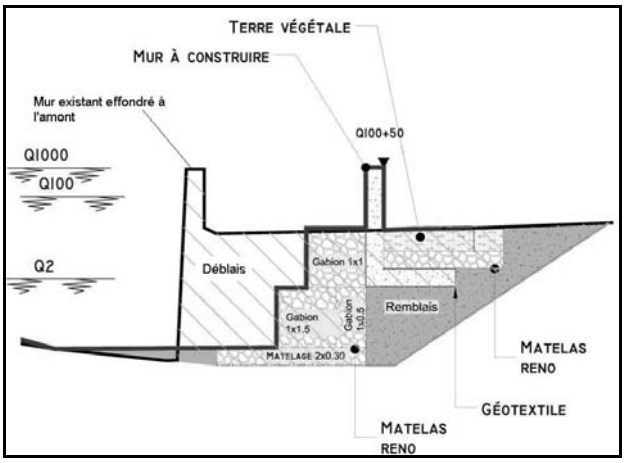


FIGURE 5 : BERGE ENDIGUÉE À CHARBONNIÈRES AYANT FAIT L'OBJET D'UN PROLONGEMENT PAR BERLINOISE

Mise en œuvre de la digue à Charbonnières-les-Bains

Le Charbonnières est un affluent de l'Yzeron. Dans le cadre de cette opération, il fait l'objet de travaux sur la commune de Charbonières-les-Bains, notamment la réalisation de la digue décrite précédemment.

Une première spécificité du chantier sur ce secteur est qu'il concerne 5 zones de travaux discontinues sur un linéaire de cours d'eau d'environ 500 mètres. Par ailleurs, le travail dans le lit mineur du cours d'eau n'est autorisé qu'entre mi-mars et début octobre (c'est-à-dire en dehors des périodes de crues, de frai des poissons, et de reproduction). Ces deux points impliquent une organisation adaptée avec des moyens légers ayant des petites cadences mais travaillant en parallèle.

De plus, plusieurs types de techniques sont prévus selon les zones, du simple mur en béton armé permettant une rehausse de la berge existante à la réalisation d'une digue en gabions et remblais sur 170 mètres de longueur. La construction d'une passerelle piétonne est également prévue (avec rétablissement de réseaux sur l'ouvrage), y compris ses fondations. Par souci d'optimisation de l'organisation des travaux et des coûts, un seul lot de travaux est prévu : Génie civil, Terrassement, Passerelle, VRD. Ainsi, l'entreprise ou le groupement d'entreprises retenu doit disposer de moyens techniques variés et adaptés.

Nous évoquons ici les principales difficultés rencontrées en cours de chantier :

- Travaux de terrassement pour la digue : du fait des fortes précipitations entre avril et juin 2012, les matériaux issus des déblais ont dû être stockés provisoirement pour pouvoir sécher car ils étaient trop humides pour permettre une réutilisation en jet direct pour le remblai de la digue. Cet aléa était pris en compte dans le marché de travaux d'un point de vu financier mais la durée particulièrement longue de cette période humide a fait prendre du retard au chantier et a modifié l'organisation en cours de chantier.
- Sur ce secteur, le Maître d'Ouvrage avait fait le choix de ne pas demander de Déclaration d'Utilité Publique et de s'appuyer uniquement sur les négociations foncières à l'amiable avec les riverains. Ce choix a permis de démarrer les travaux de ce secteur un an avant les autres secteurs. Cependant, un riverain a demandé une modification en dernière minute et la conception a dû être adaptée en cours de chantier.
- Les moyens de compactage utilisés pour le remblai de la digue ont dû être adaptés pour limiter les vibrations au niveau des habitations.
- En cours de chantier, un mur riverain le long du cours d'eau situé en dehors de l'emprise des travaux s'est en partie effondré sur 5 à 6 mètres, du fait d'une fouille réalisée à proximité du pied de ce mur. Les fondations de ce mur se sont révélées inexistantes. Ce mur se situait dans le prolongement amont d'une zone de travaux pour la réalisation d'une berge avec mur-digue en partie supérieure (voir Figure 5).

Pour reconstituer ce mur, il a fallu mettre en œuvre une technique assurant les mêmes fonctions que la berge reconstituée à l'aval et que le mur effondré. Il ne fallait pas non plus recourir à une fouille, au risque de reproduire le même phénomène sur la partie du mur restée en place. Il a ainsi été décidé de mettre en œuvre une paroi berlinoise. Les moyens de mise en œuvre de cette paroi ont dû être adaptés pour limiter au maximum les vibrations sur les habitations proches (voir photo Figure 6).

Mise en œuvre des ouvrages à Oullins

L'Yzeron à Oullins est majoritairement bordé par des parcelles publiques mais aussi quelques parcelles privées (quartier des Célestins notamment). Cependant, le choix du Maître d'Ouvrage s'est porté sur des négociations foncières à l'amiable afin de diminuer les temps d'études et de

démarches administratives d'expropriation (dans ce secteur une Déclaration d'Utilité Publique a été prononcée). Ce choix constitue un risque pour la phase chantier mais a tout de même été maintenu, étant considéré comme maîtrisé.

Les travaux sur le secteur d'Oullins s'étendent sur 1400 m de cours d'eau. Afin de limiter l'emprise du chantier, il a été prévu d'imposer à l'entreprise un chantier de longueur limité à environ 200 mètres, les ateliers se suivant sous forme d'un « petit train » (atelier de démolition et terrassement en tête puis atelier de gabions, atelier de murs béton, atelier de remblais et finitions). Cette disposition qui peut paraître très contraignante va obliger l'entreprise à bien s'organiser dans sa gestion du chantier et devrait être bénéfique également du point de vue des nuisances dues au chantier.



FIGURE 6 : MISE EN ŒUVRE DE LA PAROI BERLINOISE

Nous listons ci-après les points particuliers concernant la phase chantier issus de la complexité du projet décrite dans les paragraphes précédents :

- Période possible pour les travaux dans le lit mineur du cours d'eau: de mi-mars au 1er octobre.
- Anticipation des déviations de réseaux : indispensable mais rendue difficile par le fait que les réseaux sont très denses ou que l'on ne peut pas les dévier (le projet s'adapte alors au réseau). Il est prévu un lot de travaux « réseaux » à part. Ces travaux de déviations de réseaux seront réalisés avant les travaux de restauration du cours d'eau. Il s'agit donc d'un petit chantier à gérer avant le chantier principal. Cette disposition génère quelques surcoûts mais permet de sécuriser le délai du chantier principal, dont un décalage pourrait être très préjudiciable en termes financiers notamment.
- Nombreux acteurs et interfaces pour ces questions : nécessité de coordonner tous les acteurs, chacun à sa mesure, tout au long du chantier (concessionnaires de réseaux, riverains, services techniques des communes…). Les interfaces avec le chantier principal sont simplifiées par le fait de séparer les travaux de réseaux et le reste des travaux. Cela donne plus de souplesse dans la gestion des relations avec les acteurs du projet.
- Aléa climatique : une « crue de chantier » est définie. L'entreprise doit protéger son chantier pour des conditions en deçà de cette crue de chantier. Cependant, le chantier sera parfois inondé. Le Maître d'œuvre et l'entreprise doivent donc prévoir cet aléa dans les phases provisoires. Les mesures de sécurité adaptées sont prises en coordination avec le CSPS et le Maître d'Ouvrage.
- Nombreuses techniques : terrassements, gabions, soutènements type berlinoises, pieux sécants, ouvrages béton, passerelles et leurs fondations, VRD. Ceci pose des difficultés pour les entreprises pour maîtriser toutes les techniques. Elles doivent donc s'organiser en conséquence.
- Difficulté pour trouver de la place pour les installations de chantier et zones de stockage de matériaux : le Maître d'Ouvrage et son Maître d'œuvre sont amenés à se rapprocher des autres Maîtres d'ouvrages publics locaux afin d'identifier et si possible de mutualiser des zones disponibles (discussion avec la commune, le Grand Lyon, le CG69).

Impacts en termes de coût

Le coût d'ensemble de l'opération sur les cours d'eau est estimé au stade AVP modificatif à 19 M€HT. Nous proposons dans le Tableau 1 une analyse des coûts des ouvrages provisoires nécessités du fait notamment de l'exigüité des sites par rapport au coût total des travaux. Cette analyse est basée sur les études de niveau AVP modificatif ou PRO et sur le marché de travaux pour le secteur 2. Le Tableau 2 indique pour chaque secteur de travaux quels types d'ouvrages provisoires sont prévus et dans quel contexte.

TABLEAU 1: COÛT ESTIMÉ DES OUVRAGES PROVISOIRES PAR RAPPORT AU MONTANT TOTAL ESTIMÉ DES TRAVAUX

Secteur / Commune	Part des ouvrages provisoires
Secteur 8 / Oullins	21%
Secteur 7 / Oullins	27%
Secteur 6 / Oullins et Sainte-Foy-Lès-Lyon	4%
Secteur 5 / Sainte-Foy-Lès-Lyon	20%
Secteur 4 / Sainte-Foy-Lès-Lyon	5%
Secteur 3 / Francheville	5%
Secteur 2 / Charbonnières-les-Bains	5%
Secteur 1 / Tassin-la-Demi-Lune	9%

TABLEAU 2: TYPES D'OUVRAGES PROVISOIRES ET CONTEXTE

Secteur / Commune	Part des ouvrages provisoires
Secteur 8 / Oullins	Soutènements provisoires et dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 7 / Oullins	Soutènements provisoires et dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 6 / Oullins et Sainte-Foy-Lès-Lyon	Dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 5 / Sainte-Foy-Lès-Lyon	Soutènements provisoires et dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 4 / Sainte-Foy-Lès-Lyon	Dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 3 / Francheville	Dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 2 / Charbonnières-les-Bains	Dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau
Secteur 1 / Tassin-la-Demi-Lune	Soutènement provisoire et dispositifs de déviation provisoire du cours d'eau

Les Tableaux 1 et 2 permettent de montrer l'impact important des emprises réduites disponibles sur les coûts du projet. On voit notamment qu'il est intéressant, lorsque des soutènements provisoires sont nécessaires, d'essayer d'intégrer ces ouvrages de manière définitive afin d'optimiser au maximum leurs coûts élevés. Ce n'est malheureusement pas toujours possible.

En effet, certains soutènements fonctionnent en provisoire mais demanderaient à être renforcés pour fonctionner en ouvrages définitifs. Parfois même, l'ouvrage définitif correspondant n'est pas faisable (par exemple un soutènement provisoire autostable nécessiterait des tirants d'ancrage pour fonctionner en définitif et la mise en place de tirants d'ancrage n'est pas possible).

Conclusion

La restauration hydraulique et environnementale de l'Yzeron, du Ratier et du Charbonnières constitue un enjeu fort pour les cinq communes concernées suite aux nombreux épisodes d'inondations survenus entre 1993 et 2009.

C'est un projet rendu complexe par le contexte urbain et tous les aspects que cela implique : emprises disponibles réduites, zones protégées présentant de forts enjeux, nombreux acteurs concernés. La réglementation récente (décret de 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques) impose également des exigences de plus en plus fortes sur ce type d'ouvrages de protection des biens et des personnes.

La conception et la réalisation des ouvrages constituent donc un défi technico-économique à relever par le triptyque Maîtrise d'Ouvrage – Maîtrise d'œuvre – Entreprise de travaux. On voit par exemple la part parfois importante des ouvrages provisoires rendus nécessaires pour la réalisation des ouvrages définitifs. L'organisation des chantiers, rendue complexe par les nombreuses techniques nécessaires, est également un point à bien cadrer dans ce type de projets.

Remerciements

Nos remerciements vont au SAGYRC qui a fait confiance à CNR Ingénierie pour assurer la Maîtrise d'œuvre de ce projet.

Références

[1] SAGYRC. *Restauration hydraulique et environnementale du Charbonnières au centre bourg de Charbonnières-les-Bains. Etude de Dangers de la digue de protection contre les inondations.* Octobre 2010.

[2] LCPC – SETRA. *Guide Technique – Réalisation des remblais et des couches de forme.* Juillet 2000 – 2ème édition.

Utilisation de gabions dans les déversoirs longitudinaux pour les bassins écrêteurs de crues : exemples de réalisations

The use of gabions in longitudinal spillways for detention basins: case histories

Marco Vicari[1], Alexandre Plastre[2]

[1] Officine Maccaferri, Zola Pedrosa (Italie), marco.vicari@maccaferri.com
[2] France Maccaferri, Valence, alexandre.plastre@maccaferri.fr

Résumé

Les structures en gabions ont été introduites voici plus de cent ans dans le domaine du génie civil. De par leurs qualités intrinsèques (monolithisme, flexibilité, perméabilité, intégration dans l'environnement, facilité de mise en œuvre), les gabions se sont largement répandus et notamment dans le domaine de l'hydraulique. Ils apportent une alternative technique, esthétique et économique à des solutions de type enrochement, béton ou palplanches. L'article s'intéresse à leur application en milieu fluvial et plus particulièrement aux déversoirs longitudinaux pour les bassins écrêteurs de crues réalisés en gabions ou matelas de gabions. Le premier ouvrage présenté est un déversoir réalisé sur la rivière Samoggia (Italie) avec un parement incliné en gabion. Le second ouvrage est un déversoir construit sur des digues du Vidourle à Lunel (34) à parement incliné en matelas de gabions et comprenant une échancrure centrale en gradins de gabions.

Abstract

Gabions structures have been introduced since now more than 100 years in the civil engineering applications. Thanks to their inherent properties, (monolithicity, flexibility, permeability, environmental integration, ease of installation), gabions have been widely spread in civil works and especially in hydraulic applications. They offer a technical, economical and esthetical alternative to more traditional solutions such as rip-rap protection, concrete or sheet pile walls. The paper focuses on their application in river control and particularly on transversal gabion weirs to prevent flooding. The first work presented is a sloped spillway made on the levee of the river Samoggia (Italy) with the use of gabions. The second work is a spillway built on the levee of the river Vidourle in Lunel (France) with a sloped face in gabion mattresses including a central indentation made in stepped gabions.

Introduction

Barrages vides la plupart du temps, les bassins écrêteurs de crues sont destinés à stocker des volumes d'eaux importants lors de fortes crues en permettent de limiter voire supprimer les débordements en aval de l'ouvrage.
En règle générale l'évacuateur de crues doit être dimensionné pour une crue de période de retour d'environ 500 à 1.000 ans (éventuellement 100 ans pour les ouvrages les plus modestes sans enjeux à l'aval proche). L'évacuateur de crues comprend classiquement un seuil déversant, un coursier et un bassin de dissipation d'énergie [1].
L'évacuateur de crues est habituellement réalisé en béton armé mais l'utilisation de gabions ou de matelas Reno pour le seuil déversant, sur le coursier et dans le bassin de dissipation est une solution qui s'avère très économique. Les principaux points à étudier concernent:
- la constitution d'un écran parafouille au droit du seuil déversant, ancré dans le corps étanche du barrage ;
- l'interface remblai / gabions: on veillera à toujours positionner en face inférieure des matelas un géotextile destiné à empêcher la migration des éléments fins du remblai sous l'action des écoulements;
- la résistance des cages grillagées et de leurs matériaux de remplissage aux forts écoulements: selon la hauteur de l'ouvrage et le débit spécifique évacué par le déversoir, les écoulements en pied de coursier pouvant être relativement rapides (plusieurs mètres par seconde) et conduire au déplacement des matériaux de remplissage et donc à la déformation parfois excessive des cages [2], [3] et [4];
- la sensibilité au passage des corps flottants, le cas échéant.
Les tests conduits par Maccaferri sur gabions et matelas Reno ont permis d'évaluer leurs capacités à résister aux contraintes de cisaillement générées par un écoulement (Tableau 1). Les premières valeurs correspondent à la mise en mouvement des premières pierres dans les cellules et sont utilisées généralement pour des sollicitations constantes.

TABLEAU 1 : CONTRAINTES ADMISSIBLES (SOLICITATIONS PERMANENTES/EXCEPTIONNELLES) EN N/M^2 DES GABIONS EN FONCTION DE LA PENTE ET DE L'EPAISSEUR

Pente		Matelas ep 0.23 m	Matelas ep 0.30 m	Gabions ep 0.50 m	Gabions ep 1 m
0	0	268 / 322	336 / 403	470 / 564	500 / 600
2H/1V	26.6	192 / 230	241 / 289	337 / 404	359 / 431
3H/1V	18.5	233 / 280	292 / 350	409 / 491	435 / 522
4H/1V	14	248 / 298	311 / 373	435 / 522	463 / 556
3H/2V	33.7	135 / 162	170 / 204	237 / 284	252 / 302

Dans des cas exceptionnels une majoration de 20% de ces valeurs est généralement admise. En fonction des sollicitations, deux types de coursiers en gabions sont considérés, les coursiers inclinés à faible consommation de matériaux et les coursiers en gradin fortement dissipateur d'énergie et admettant des débits importants.

Déversoir sur la rivière Samoggia, Italie

La rivière Reno et son affluent Samoggia traversent une région riche en infrastructures et activités agricoles où les problèmes de sécurité liés aux cours d'eau sont d'une importance fondamentale pas seulement au niveau local mais aussi à l'échelle régionale. Le système hydraulique Samoggia-Reno a été souvent soumis à débordement en cas de crues extraordinaires telles que celle de Novembre 1999 qui a causé l'interruption de la ligne ferroviaire Bologne-Milan (figure 1).

Caractéristiques du bassin d'écrêtement des crues

Suite à ces événements dramatiques, un plan pour la mise en sécurité de la rivière Samoggia contre les crues centennales a été lancé par la Région Emilia Romagne pour la création d'un bassin écrêteur des crues sur une surface de 90 ha et d'une capacité de stockage de 6.3 millions de m^3 [5].

L'ouvrage est composé par un bassin de profondeur variable situé dans des champs agricoles et entouré par de nouvelles digues périphériques.

Le débit centennal dans la zone des travaux est estimé à 350-400 m^3/s. Compte tenu des caractéristiques morphologiques de la rivière Samoggia et de la contribution hydraulique provenant du torrent Lavino à l'aval de l'ouvrage, l'étude hydraulique conduit à limiter le débit de sortie à l'aval du bassin écrêteur à 180 m^3/s afin d'assurer la sécurité hydraulique de la rivière. Pour obtenir cette réduction du débit un seuil à ouverture verticale dimensionnée pour le débit maximum de 350 – 400m^3/s est construit dans le lit de la Samoggia; le surplus de débit étant déversé latéralement dans le bassin.

La présence de ce seuil élèvera le niveau d'eau à l'amont et mettra en service le déversoir pour tout débit supérieur à 140-150 m^3/s, ce qui correspond à une crue de période de retour de 3-4 ans. L'aménagement hydraulique a été dimensionné sur la base des essais expérimentaux réalisés auprès de l'Institut de Hydraulique de l'Université de Florence (figure 2). Le déversoir écrêteur a une longueur de 90 m et permet aux eaux de crue centennale (350-400 m^3/s) de déborder partiellement (180 – 200 m^3/s) et d'alimenter le bassin. Dans la zone à l'aval du réservoir, un ouvrage de restitution muni de vannes de fermeture permettra de restituer à la rivière les eaux accumulées une fois la crue passée. Pour éviter les risques de débordement du bassin écrêteur, un déversoir de sécurité permettra à l'eau de revenir sur la Samoggia une fois que le niveau maximum du bassin ait été atteint.



FIGURE 1 : L'INONDATION DU SAMOGGIA EN 1999



FIGURE 2 :MODÈLE PHYSIQUE SEUIL+DEVERSOIR (VUE AVAL)

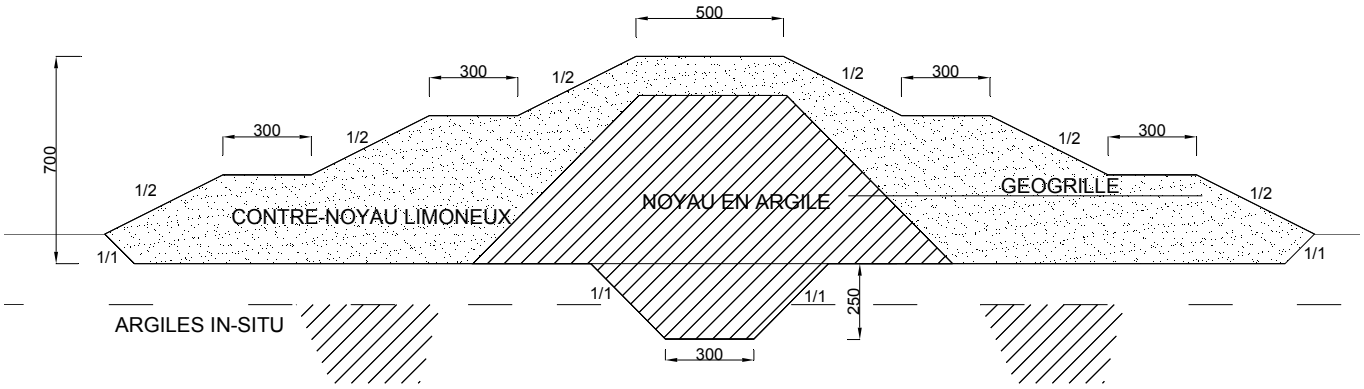


FIGURE 3 : BERGE (HAUTEUR 7 M) RENFORCÉE PAR GEOGRILLE

Le bassin écrêteur, construit totalement en déblai se développe sur une surface de 90 ha en rive gauche de la Samoggia et présente une profondeur variable entre 6 et 10 m. La zone choisie pour l'implantation du bassin est particulièrement adaptée à ce type d'ouvrage car elle est caractérisée par la présence d'une épaisse couche de sol argileux à quelques mètres de profondeur du terrain naturel.
Cela a permis la création d'un réservoir quasi-imperméable en fond, tandis que l'imperméabilisation des berges a été assurée soit par l'insertion d'un noyau étanche en ciment et bentonite dans les berges existantes soit, sur les trois côtés restants du bassin, par la construction de nouvelles berges réalisées en argile ancrées au substratum.
La Région Emilia Romagne a acheté l'ensemble des terrains couverts par le bassin afin de valoriser le site du point de vue environnemental avec la création de zones humides, parcours piétons et zones de loisir et sera partiellement utilisés pour l'irrigation.

Description des structures
Le seuil sera réalisé en béton armé avec une protection des berges réalisée en gabions avec plantation de boutures; les fondations seront en palplanches métalliques afin d'éviter toute possibilité de siphonage.
Les digues périphériques du bassin ont été réalisées en utilisant des matériaux argileux pour le noyau et des matériaux limono-sableux pour le contre-noyau obtenus en mélangeant les terrains présents in situ avec du sable à 25-30% dans le mélange pour assurer un compactage optimal .
Pour les digues dépassant une hauteur de 7 m, la liaison entre le noyau en argile et le revêtement limoneux superficiel a été assurée par un renforcement du sol par des géogrilles constituées de fibres en polyester haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène. (figures 3, 4).
Les berges existantes de la rivière Samoggia ont été renforcées et portées à la même hauteur que les nouvelles digues périphériques. Elles ont été réalisées avec un noyau central en argile creusé à une profondeur de 2 m environ pour s'ancrer dans la couche argileuse existante au-dessous du niveau de fondation et assurer la reprise d'étanchéité.

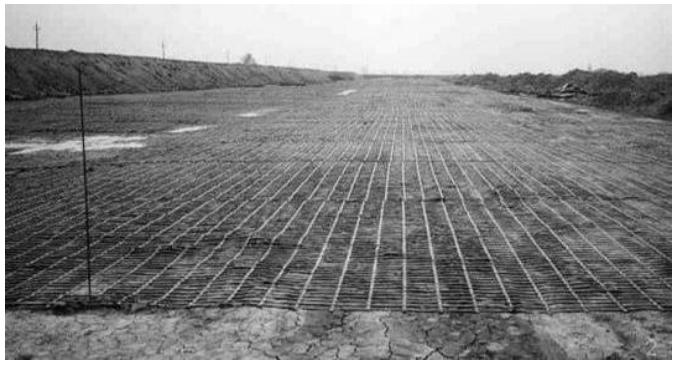


FIGURE 4 : POSE DE LA GEOGRILLE

Le déversoir est réalisé par un seuil constitué d'un noyau d'argile compactée recouvert par des gabions d'épaisseur 1 m remplis de pierres de fuseau granulométrique 100/200 mm. Le couvercle constitutif des gabions est une géogrille tridimensionnelle renforcée par grillage métallique double torsion (Macmat-R) qui remplit la double fonction de fermeture des structures et d'accroche terre. Ceci permet une végétalisation de l'ouvrage et augmente sa résistance aux actions hydrauliques (en termes de vitesse d'écoulement et/ou de contraintes tangentielles).
Le déversoir de 90 m de longueur (figures 5, 6, 7) présente une coupe trapézoïdale de 4 m de hauteur avec parements inclinés à 2H/1V sur les deux côtés, avec un débit spécifique de 2,2 m^3/s/ml qui comporte un tirant d'eau sur le parement aval de 0,25 m et une vitesse de environ 8 m/s
Afin de dissiper l'énergie hydraulique le long du déversoir, un bassin de dissipation creusé en gabions de longueur 6 m a été réalisé à l'aval du déversoir.
L'ouvrage de restitution des eaux du bassin à la rivière Samoggia sera réalisé par des buses emboités en béton armé de section carrée de 2x2 m insérés dans la berge gauche, avec un double système de vannes pour une meilleure résistance

hydraulique. Le déversoir de sécurité, qui doit restituer les eaux du bassin à la rivière Samoggia au cas où le bassin atteigne son niveau maximum, repose sur la berge existante. Il est protégé par un revêtement en gabion de 50 cm d'épaisseur.
Le déversoir et les berges périphériques ont été réalisés en 2011, les autres ouvrages, qui permettront le fonctionnement du bassin écrêteur, sont prévus pour 2014.

Déversoir de Lunel (34)

Problématique et besoins
Le bassin du Vidourle étant situé dans le contexte climatique méditerranéen, il est régulièrement sujet aux phénomènes cévenols: des pluies orageuses se produisant sous l'effet conjugué de remontées d'air chaud et humide, face à un relief (Le Massif central) qui barre le passage aux nuages. Ces pluies cévenoles sont caractérisées par leur puissance provoquant des averses diluviennes d'une évolution rapide et d'une intensité pluviométrique très élevée pouvant dépasser 80 mm/h.
Les 8 et 9 septembre 2002, lors de la dernière crue centennale enregistrée sur le Vidourle, cette intensité pluviométrique a atteint par endroit entre 200 et 600 mm en deux jours sur le bassin versant du Vidourle, entraînant localement une montée des eaux en plaine de 2 mètres en 5 heures, noyant les habitations et touchant toutes les communes du bassin gravement (Infrastructures, habitat, commerces …). Pour information, le débit moyen du Vidourle étant de 20 m^3/s, les 8 et 9 septembre 2002 les débits de pointe ont été évalués entre 1.500 à 2.400 m^3/s. Ces cumuls de pluie extraordinaires ont ainsi occasionnés une trentaine de brèches sur les 85 km du fleuve pour un bassin de 1.335 km² où vivent 110.000 habitants (23 morts seront à déplorer au total dans tout le Midi de la France).



FIGURE 5 : LE DEVERSOIR EN CONSTRUCTION



FIGURE 6 : LE DEVERSOIR EN GABIONS VEGETALISE EN 2012



FIGURE 8 : LE BASSIN ECRETEUR EN 2012

Depuis ces évènements marquants, toute une série de mesures ont été prises, parmi lesquelles le plan d'action de prévention des inondations du Vidourle (Reconnu comme un exemple national de lutte contre les inondations) qui repose sur 3 points d'aménagements :
- La réalisation de retenues collinaires permettant la rétention d'eau en amont et la protection des centres urbains denses contre les grandes crues
- Le renforcement des digues de 1er rang déjà existantes afin de délimiter les zones d'écoulement
- La création de digues de 2nd rang avec déversoir afin de protéger les zones urbaines et les habitations.

Ce vaste chantier, entamé par l'amélioration de la sécurité des digues urbaines existantes dites " de premier rang" sur Saint Laurent d'Aigouze (Département du Gard) concerne également la commune de Lunel avec la poursuite des travaux de confortement de la digue existante et l'aménagement d'un déversoir sur les digues rive droite en aval du pont de Lunel.

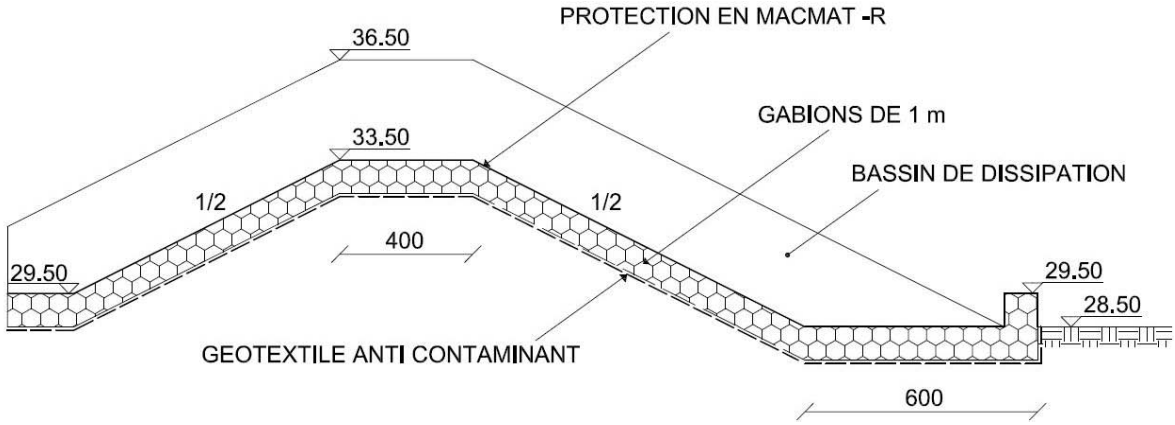


FIGURE 7 : COUPE TYPE DE DEVERSOIR EN GABIONS

Description de la solution

Le syndicat mixte de l'aménagement du Vidourle, maître d'ouvrage de l'opération a mandaté le bureau d'étude ISL comme maître d'œuvre de l'aménagement pour le confortement de la digue rive droite entre le canal BRL en amont et le Pont de Lunel en aval sur une longueur de 1,9 km, comprenant notamment un déversoir de 500 m alimentant une plaine inondable. L'étude hydraulique réalisée en amont par le bureau d'étude Safège a permis de caler la géométrie de la digue déversante pour un débit exceptionnel en crue du Vidourle de 3.000 m^3/s. La pente aval de la digue a été définie à 2H/1V.

Le déversoir de 500 m de longueur présente une échancrure de 60 cm de profondeur sur 60 m de longueur (Figure 9).

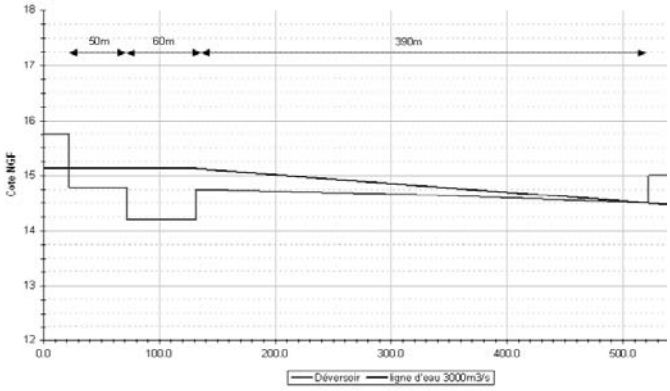


FIGURE 9 : PROFIL EN LONG DU DÉVERSOIR DE LUNEL

Le déversoir entre en fonctionnement pour un débit du Vidourle supérieur à 1.000 m^3/s ce qui correspond à la crue annuelle. Pour des débits compris entre 1000 et 2400m3/s, seule le déversement est localisé uniquement dans l'échancrure. Pour la crue exceptionnelle de 3.000 m^3/s, le déversoir a été dimensionné pour écrêter un débit total de 180 m^3/s dont 90 m^3/s au niveau de l'échancrure. Les débits spécifiques de surverse au droit des profils représentatifs le long de la digue sont exposés dans le tableau 2

TABLEAU 2: DÉBITS SPÉCIFIQUES DE SURVERSE LE LONG DU DEVERSOIR

Crue exceptionnelle : 3000 m^3/s	Débit de surverse
Au droit du déversoir haut, en amont de l'échancrure - Pm ≈ 50	0,35 $m^3/s/ml$
Au droit de l'échancrure - Pm ≈ 100	1,51 $m^3/s/ml$
Au droit du déversoir haut, en aval immédiat de l'échancrure - Pm ≈ 160	0,41 $m^3/s/ml$
Au droit du déversoir haut, en aval de l'échancrure - Pm ≈ 260	0,21 $m^3/s/ml$
Au droit du déversoir haut, en aval de l'échancrure - Pm ≈ 360	0,11$m^3/s/ml$

Le projet consiste en une digue réalisée en remblai compacté étanche avec une clef d'ancrage de 1,20 m de profondeur pour 2,5 m de largeur. En crête, le niveau de déversement est assuré par une longrine béton assurant la transition entre la protection amont et aval de la digue. La protection de la digue vis-à-vis des contraintes Le projet consiste en une digue réalisée en remblai compacté étanche avec une clef d'ancrage de 1,20 m de profondeur pour 2,5 m de largeur. En crête, le niveau de déversement est assuré par une longrine béton assurant la transition entre la protection amont et aval de la digue. La protection de la digue vis-à-vis des contraintes de cisaillement a été proposée par la mise en œuvre d'un coursier en enrochements bétonnés 400/800 kg sur une épaisseur de 1,50 m sur l'ensemble du déversoir.

de cisaillement a été proposée par la mise en œuvre d'un coursier en enrochements bétonnés 400/800 kg sur une épaisseur de 1,50 m sur l'ensemble du déversoir.

France Maccaferri a proposé à l'entreprise de pose La Compagnie des Forestiers, sous-traitant de l'entreprise Valérian mandataire des travaux, l'étude d'une solution alternative pour le coursier. La solution consiste en la réalisation d'un coursier en gabions et matelas Réno (matelas gabions) à géométrie variable optimisée par tronçon en fonction des sollicitations hydrauliques.

Les contraintes et vitesses appliquées ont conduit à la conception d'un coursier en gradins de gabions de 1 m de hauteur dans la zone de l'échancrure et d'un coursier incliné d'épaisseurs variables dans les autres zones. Des calculs spécifiques ont été réalisés pour le coursier incliné et pour le coursier en gradins et ont été comparés aux résultats de performances obtenus par les structures gabions lors des essais de Fort Collins [6]. Les contraintes appliquées sur le déversoir incliné en matelas Réno ont été déterminées à partir de l'équation de l'écoulement graduellement varié et adapté aux structures gabions. Pour le déversoir en gradins, les essais réalisés par L.Peyras [7] au CEMAGREF permettent de déterminer la dissipation d'énergie de l'écoulement en fonction de la hauteur de chute et de la géométrie des gradins. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau 2.

Pour éviter tout risque de vandalisme, et sur le souhait de la maîtrise d'ouvrage, il a été décidé, pour la protection inclinée, de superposer deux structures matelas l'une sur l'autre pour s'assurer qu'en cas de dégradation du matelas supérieur, une protection du coursier soit toujours active (Figures 10, 11).

Cette solution a permis de réduire les volumes de matériaux à mettre en œuvre et de limiter les terrassements à entreprendre. Pour la réalisation de ce type d'ouvrage, le coût de la fourniture et de la mise en œuvre des structures est d'environ 40 à 50 €/m² pour les matelas Réno et de 180 à 200 €/m^3 pour les gabions, hors travaux de terrassement préparatoires

Cette solution a été retenue par l'entreprise pour son alternative technique, esthétique et économique à la solution de base (Figure 12). Elle présente en outre l'avantage d'être respectueuse de l'environnement en n'étant la source d'aucune pollution des terrains en place même de façon accidentelle.

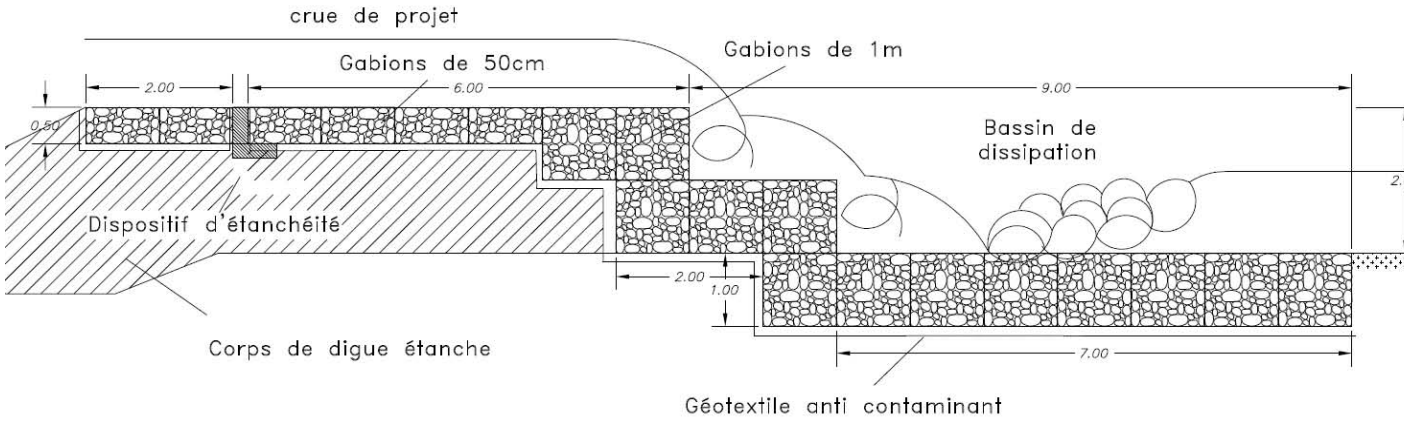


FIGURE 10: COUPE TYPE DU COURSIER EN GRADINS

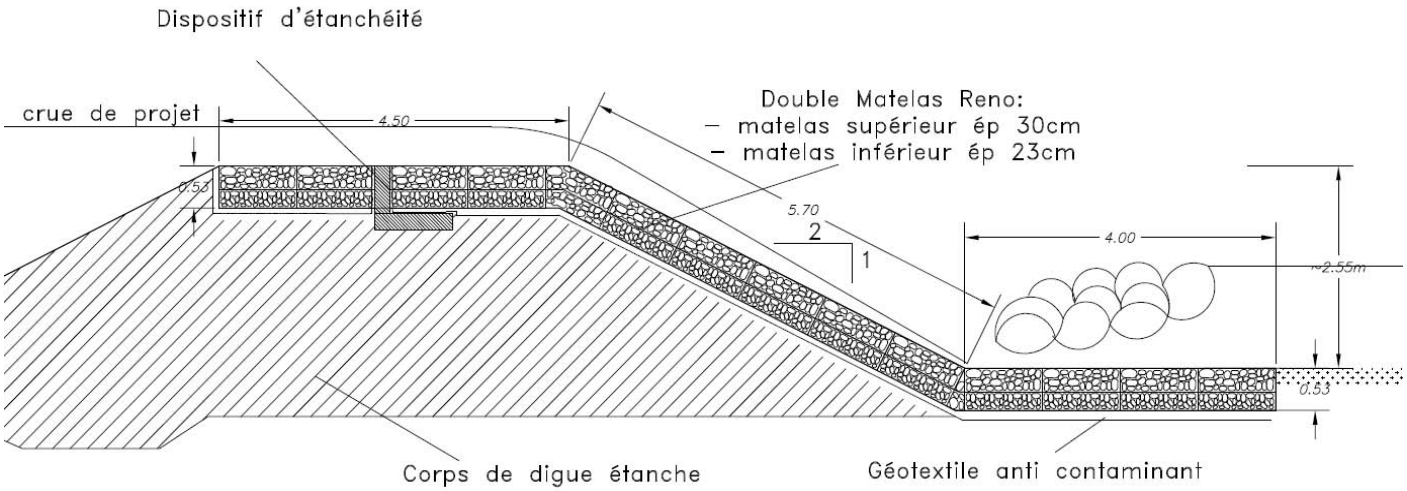


FIGURE 11: COUPE TYPE DU COURSIER INCLINE



FIGURE 12 : PHOTO D'ENSEMBLE DU DÉVERSOIR EN GABIONS

TABLEAU 3: VITESSES, LAMES D'EAU ET CONTRAINTES APPLIQUÉES SUR LE COURSIER ET CHOIX DE LA SOLUTION TECHNIQUE

Crue exceptionnelle : 3000 m^3/s	Vitesse au pied du coursier (m/s)	Lame d'eau au pied du coursier (m)	Type et épaisseur de la protection	Contrainte tangentielle appliquée (N/m^2)	Contrainte admissible (N/m^2)
Pm ≈ 50 (voir Fig 8)	4,31	0,081	Matelas Réno de 30 cm + matelas Réno de 23 cm = 53 cm	325	357
Pm ≈ 100	4,73	0,319	Gabions de 1 m d'épaisseur	294	500
Pm ≈ 160	4,55	0,090	Matelas Réno de 30 cm + matelas Réno de 23 cm = 53 cm	349	357
Pm ≈ 260	3,67	0,058	Matelas Réno de 17 cm + matelas Réno de 17 cm = 34 cm	256	273
Pm ≈ 360	2,85	0,039	Matelas Réno de 23 cm	175	192

Conclusion

Les deux exemples présentés illustrent l'utilisation de gabions dans des déversoirs de grande ampleur pour la protection contre les crues.

L'utilisation de ce type de structures permet l'emploi d'une pierre locale de fuseau granulométrique disponible dans n'importe quelle carrière et ne nécessite pas de qualification particulière.

Elles constituent en outre une alternative technique et économique aux solutions traditionnelles et permettent de faire transiter des débits allant jusqu'à 3 m^3/s/ml.

Le recours à de telles solutions permet également une intégration paysagère réussie avec la possibilité de végétaliser les structures.

Références

[1] Merckle S., Royet P., Degoutte P., Meriaux P. (2010). *Petits barrages écrêteurs de crue Spécificité de la nouvelle réglementation*, Colloque CFBR-AFEID: «Sécurité des barrages et nouvelle réglementation française - Partage des méthodes et expériences», 9 novembre 2010, Lyon

[2] Royet P. (1992) *Les ouvrages en gabions*. CEMAGREF

[3] Agostini R., Conte A., Malaguti G, Papetti A. (1985). Revêtements souples en matelas Reno et en gabions en matière de canaux et de cours d'eau canalisés, France Gabions S.A. ; 119 p.

[4] Agostini R., Bizzarri A., Masetti M. (1987). Ouvrages flexibles pour les tronçons torrentiels et fluviaux – Première partie : ouvrages transversaux pour aménagement hydraulique et dérivation d'eau, France Gabions S.A., 86 p.

[5] Simoni G. (2008) *La cassa di espansione del torrente Samoggia in località Le Budrie, comune di San Giovanni in Persiceto*. Bollettino Servizio Tecnico Bacino Reno della Regione Emilia Romagna

[6] Simons D. B., Chen Y. H., Swenson L. J. (1984). *Hydraulic test to develop design criteria for the use of Reno Mattresses*. Civil Engineering Department – Engineering Research Center – Colorado State University – Fort Collins - Colorado

[7] Peyras. L. (1990). *Etude de la dissipation de l'énergie sur les déversoirs en gradins de gabions*. Mémoire de 3ème année. Ecole Nationale des Ingénieurs des Travaux Ruraux et des Techniques

Confortement des digues de la Garonne à Toulouse : sécurisation de digues à la conception atypique n'ayant pas connu de sollicitation majeure

Strengthening of flood protection dikes in Toulouse: rising safety level of dikes with an unusual design, and which never experienced major flood, up to modern safety standards.

J. Quatremarre[1], M. Lino[1], A. Salmi[1], L. Fourquet[2], R. Sarralde[2].

[1] ISL Ingénierie, Saint-Jean-de-Luz, quatremarre@isl.fr
[2] DDT haute Garonne, Toulouse, laurent.fourquet@haute-garonne.gouv.fr

Résumé

Les digues en terre protégeant la ville de Toulouse contre les crues de la Garonne ont une conception atypique (talus de grande hauteur à pentes raides). Ces ouvrages, propriétés de l'Etat, ont été construits suite à la crue de 1952 et n'ont pas subi depuis de crues significatives. Etant situés en plein cœur de la ville, ils présentent un enjeu majeur de sécurité. Le diagnostic de ces digues a mis en évidence des risques d'instabilité et d'érosion interne plus ou moins critiques selon les ouvrages. Si la nécessité de conforter ces digues pour résister à la crue de référence est une certitude, l'estimation précise de la sécurité offerte par les ouvrages en l'état actuel est plus délicate. Ces ouvrages s'inscrivent également dans un contexte fortement contraint en termes d'emprise, côté ville par des habitations, et côté fleuve par la nécessité de ne pas réduire la section d'écoulement de la Garonne. Deux solutions ont été définies en fonction des contraintes foncière à l'aval des digues. Ces propositions permettent de parer aux incertitudes et d'atteindre un niveau de sécurité conforme aux exigences actuelles. L'ensemble de ces facteurs conduit à des propositions de confortement inhabituelles pour des digues en remblai, en termes de conception et de coût.

Abstract

Earthen dikes preventing flooding in Toulouse are of an unusual design (high embankments with steep slopes). These structures, property of the State, were built following the 1952 flood and never experienced major flood since their construction. Being located in the heart of the city, they are a major safety issue. The safety evaluation of these dikes pointed out instability and internal erosion hazards, with more or less risk severity depending on the structure. While the need to strengthen these dikes is a certainty, an accurate evaluation of their current safety level is more complex. Their dense urban context and the need to maintain the current flow section of the river also limit the technical solutions of the strengthening. Two technical solutions have been defined, their application depending on land constraints issues behind the dykes. These strengthening designs will remove uncertainty and raise their safety level up to current safety requirements. Constraints and specificity of the project lead to unusual strengthening solutions, in terms of design and cost.

Introduction

Dans la traversée de Toulouse, la ville est protégée des crues de la Garonne par un endiguement continu représentant un linéaire cumulé d'environ 14 km. Ces digues sont actuellement la propriété de l'Etat à plus de 80% ; à l'issue des travaux de confortement une partie des digues sera rétrocédée à la ville de Toulouse.

En 2010 l'Etat, représenté par le Direction Départementale des Territoires de Haute-Garonne, a confié le diagnostic et la maîtrise d'œuvre des travaux de confortement des digues protégeant la ville de Toulouse au groupement Arcadis-ISL.

La présente publication concerne spécifiquement une partie de l'endiguement de Toulouse : les digues en remblai de grande hauteur comprenant un parement en béton ou en maçonnerie. Elle présente le contexte de réalisation de ces digues, leur état actuel, l'estimation de leur niveau de sécurité, les hypothèses déterminantes pour l'élaboration de cette estimation et les solutions de confortement proposées.

Le contexte

Linéaire d'étude et contexte administratif

Les digues concernées par la présente publication font partie de l'ensemble d'ouvrages de protection contre les crues de la

Garonne de l'agglomération de Toulouse. Le linéaire de digues protégeant Toulouse est de l'ordre de 6 km en rive gauche et 8 km en rive droite soit un total de 14 km. Ces digues ont été classées en catégorie B. Le linéaire comprend des murs en maçonnerie (protection historique du centre ville), des murs en béton et des digues en terre, revêtues ou non. La présente publication traite des digues en terre revêtues, dont le linéaire total cumulé est de l'ordre de 4 km.

Les crues principales de la Garonne à Toulouse

La ville de Toulouse a subi de nombreuses crues au cours de son histoire. La plus importante bien documentée est la crue de 1875. Elle a causé la mort de plus de 500 personnes, ainsi que la destruction de 1140 habitations et de plusieurs ponts. Les crues significatives observées depuis 1875 sont d'une ampleur plus faible comme présenté sur la figure 1 (source : http://www.toulouse-inondation.org).

La période de retour de la crue de 1875 a été évaluée supérieure à 100 ans. Cette crue a été retenue par le Maître d'ouvrage comme crue de projet pour l'ensemble des ouvrages de protection de Toulouse.

Construction des digues en terre revêtues

Les digues en terre revêtues de Toulouse sont parmi les ouvrages de protection les plus récemment réalisés dans l'agglomération. Leur construction est consécutive à la crue de 1952 et a été achevée dans les années soixante.

Ces digues en remblai de limons présentent la particularité d'être d'une hauteur élevée (jusqu'à 6,4 m côté ville et 8,5m côté fleuve) et de présenter des talus raides (1H/1V côté Garonne et 1,5H/1V côté ville). Les talus côté fleuve sont revêtus d'un parement constitué de dalles de béton ou de maçonnerie. Ces parements, réputés étanches, sont équipés d'un système de drainage comprenant un cordon drainant (buse perforée noyée dans la grave), des exutoires tout les dix mètres linéaire équipés de clapets anti-retour et, dans le cas des parements revêtues de dalles béton, d'une couche de béton poreux.

Les archives font déjà état de débats lors de la conception de l'ouvrage : certains services s'inquiètent des profils raides de la digue et recommandent l'intervention d'un bureau de calculs (deux sont recommandés). L'un des deux, mandaté par l'entreprise chargée de la réalisation des travaux, conclut à un défaut de stabilité. L'ingénieur en chef en charge des travaux passe outre en mettant en cause des hypothèses jugées trop pessimistes pour les "sablines" employées pour la construction.

Des digues édifiées sur la berge dans un contexte fortement urbanisé

Les digues ont été bâties en bordure immédiate du fleuve. Par ailleurs, le développement urbain à proximité des digues de Toulouse a été important, des bâtiments sont implantés au pied immédiat des digues et certains ont même empiété sur les ouvrages. Ces aménagements urbains restreignent les possibilités d'intervention et de travaux côté ville.

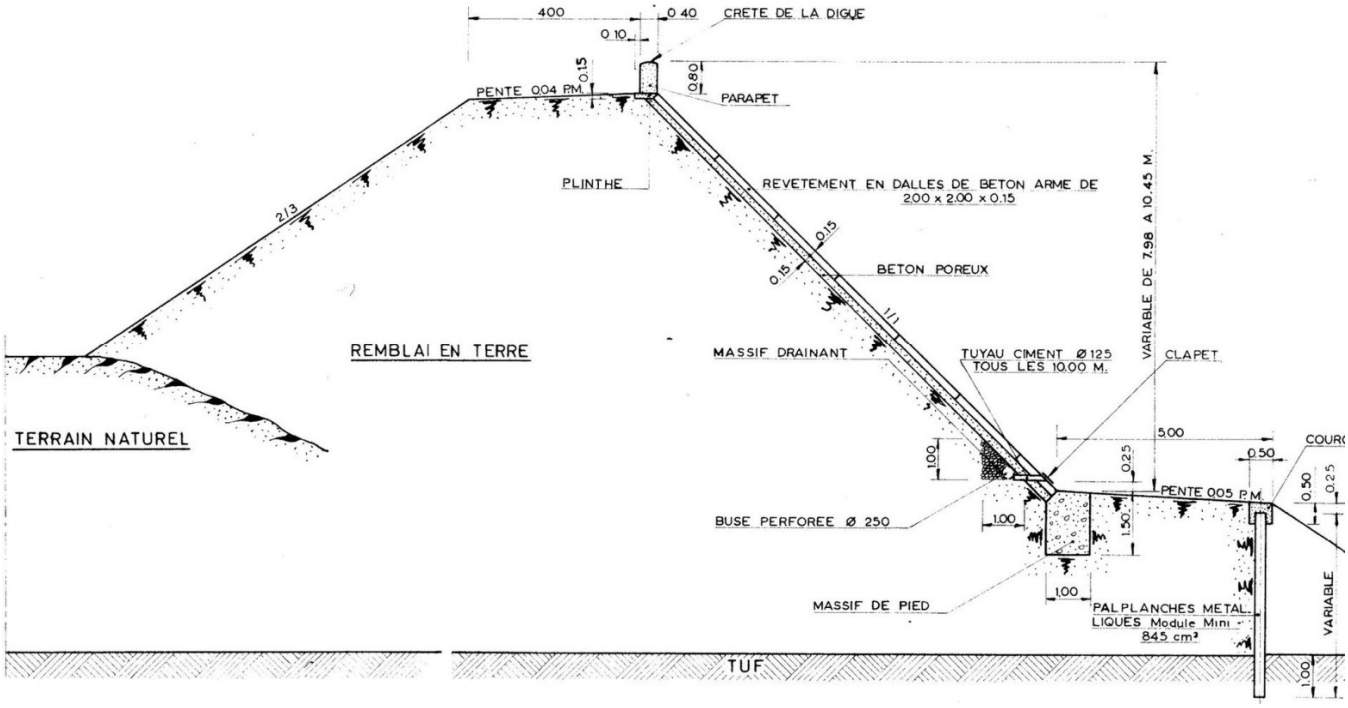


FIGURE 2: COUPE TYPE D'UNE DES DIGUES CONCERNNÉE ISSUE DES ARCHIVES DE LA DDT.

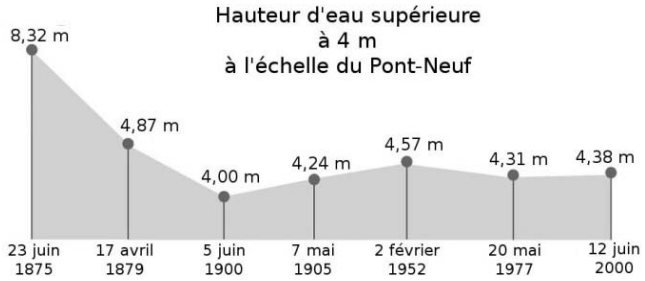


FIGURE 1: NIVEAUX ATTEINTS PAR LA GARONNE POUR LA CRUE DE 1875 ET LES PRINCIPALES CRUES ULTÉRIEURES.



FIGURE 3: VUE D'HABITATION EN PIED DE DIGUE.



FIGURE 4: VUE D'UNE SOUCHE D'ARBRE DE GRANDES DIMENSIONS PRÉSENT SUR UNE DES DIGUES.

Etat actuel des ouvrages

Après 50 ans de service et malgré des talus de grande hauteur à pentes raides, ces digues présentent un état général satisfaisant : parement relativement régulier, bon alignement de la crête. Les désordres les plus significatifs concernent les parements avec le colmatage des systèmes de drainage (certains exutoires ayant même été remblayés), le développement d'une végétation ligneuse parfois importante en crête d'ouvrage et sur les parements, des joints absents, dégradés ou friables...

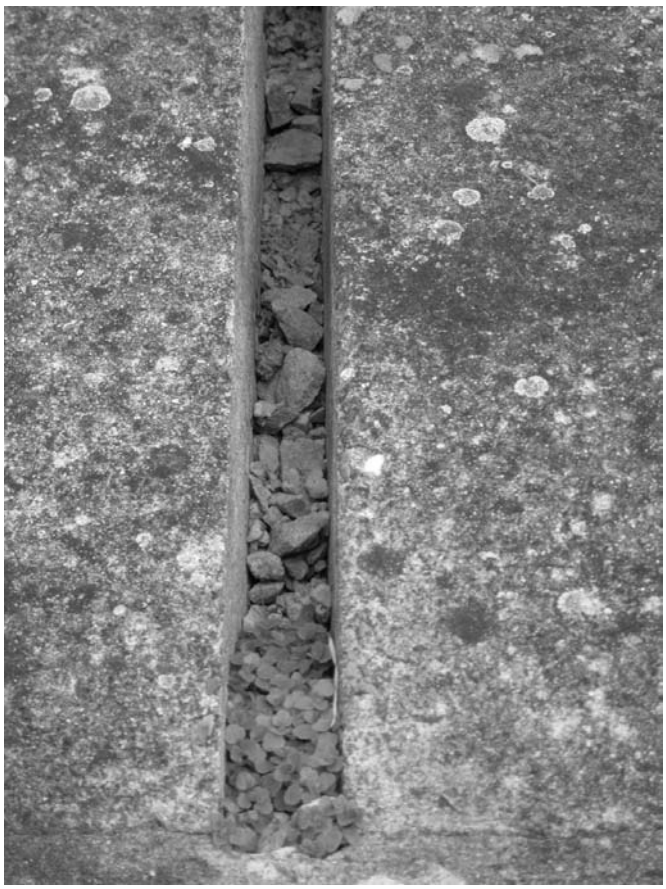


FIGURE 5: VUE DE LA DÉGADATION DES JOINTS.

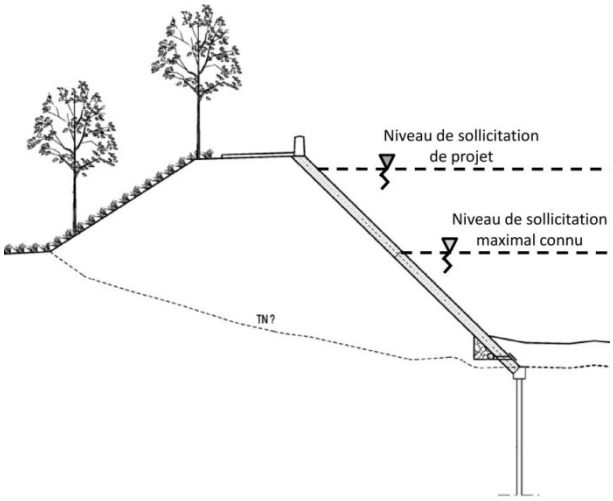


FIGURE 6: NIVEAU DE SOLLICITATION PROJET ET NIVEAU DE SOLLICITATION MAXIMAL DES DIGUES.

Ce constat plutôt rassurant ne peut cependant constituer une garantie de la bonne tenue de ces digues en crue car il est important de remarquer qu'elles n'ont pas connu de crue significative depuis leur construction (pas de mise en charge de la partie en élévation par rapport au terrain naturel coté ville).

Les diagnostics effectués

Les études d'avant projet menées par ISL ont été réalisées sur la base de la synthèse de plusieurs diagnostics préliminaires antérieurs et de l'analyse de nouvelles données, acquises dans le cadre du projet.

Diagnostics antérieurs
Deux diagnostics ont été réalisés antérieurement sur les digues concernées, l'un par EDF/GETEC en 2005, l'autre par EGIS en 2009. L'étude EDF/GETEC a été réalisée dans le cadre d'un diagnostic préliminaire au confortement des digues. Les travaux préconisés sont des travaux de gros entretien : réfection de joints/de systèmes de drainage, retrait de végétation... L'étude réalisée par EGIS en 2009 visait à remettre à niveau les digues de la Garonne par rapport aux exigences réglementaires. Les travaux préconisés sont plus ambitieux (parois étanches de la crête jusqu'à la fondation, protections de talus...) et visent à revoir la conception même des ouvrages. Les résultats contradictoires de ces deux diagnostics font échos aux débats déjà engagés lors de la conception de l'ouvrage.

Facteurs d'incertitude
De nombreux facteurs rendent complexe le diagnostic de ces digues, en particulier l'estimation de la sûreté des ouvrages dans leur état actuel.

La géotechnique des remblais de la digue est le principal facteur d'incertitudes : bien que les matériaux employés dans les remblais de ces digues soient majoritairement de même nature (limons sablo-graveleux à proportion de graves, sables et limons assez variable), de nombreuses hétérogénéités et anomalies sont rencontrées dans le corps de digue : remblais fortement pollués (déchets, gravats), présence de matière organique dans certaines zones de digues, compacité hétérogène, présence de lentilles de graves propres à l'interface avec la fondation... De même, la fondation alluviale des digues est très hétérogène : graves sableuses de perméabilité variable, argiles, formation molassique hétérogène par nature.

Des reconnaissances complémentaires ont été réalisées à la demande de la Maîtrise d'Œuvre afin de préciser les conditions géotechniques du site. Ces reconnaissances ont permis de confirmer les anomalies observées dans les campagnes précédentes et de pointer d'autres difficultés. L'étendue des désordres et la lithologie n'ont pu être précisées lors de ces reconnaissances du fait de l'hétérogénéité de l'ouvrage et de sa fondation. Ces constats ont été renforcés par les observations faites sur site lors des travaux de reconstruction totale en 2011 de la digue de Langlade (G1) (digue homogène en remblai non revêtue, contemporaine des digues revêtues objet de la présente communication).



FIGURE 7: LENTILLE DE GRAVE PRÉSENTE À LA BASE DE LA DIGUE DE LANGLADE.

La méconnaissance des interactions nappe-rivière au droit des ouvrages complique également l'appréciation de la sécurité de ces digues, en crue et en décrue.

Hypothèses prises en compte dans le diagnostic de 2012
Deux hypothèses fortes ont conditionné l'évaluation de la stabilité des digues.

i) L'évaluation des écoulements dans la digue en crue et en décrue est réalisée au moyen d'un calcul en conditions saturées. Cette hypothèse est conservative (la perméabilité d'un sol saturé est inférieure à celle du même sol non saturé) : elle donne une évaluation par excès de la saturation de la digue en crue. Elle a été préférée à un calcul en régime insaturé dont les résultats sont très sensibles aux hypothèses, elles-mêmes étant difficiles à apprécier en particulier pour des remblais aussi hétérogènes.

ii) La cohésion capillaire des matériaux limono-sableux constituant les remblais et la fondation est perdue lors de la saturation du sol.

Ces deux hypothèses sont conformes aux recommandations du CFBR sur la stabilité des barrages en remblais [1].

Calculs de stabilité en régime transitoire et permanent
Des études de stabilité des digues ont été réalisées pour l'état actuel, la crue de projet et la décrue, afin d'estimer le coefficient de sécurité dans ces différentes configurations. Ces calculs ont été menés avec les logiciels SEEP pour les

calculs d'écoulements internes et SLOPE pour les calculs de stabilité.

La stabilité des digues pour la crue de projet (crue de 1875) a été étudiée en prenant en compte différentes conditions hydrauliques, déterminées par des simulations d'écoulement en régime transitoire, les paramètres variables étant : la prise en compte d'un parement étanche et d'une coupure étanche de la fondation, la présence ou non d'une couche de graves drainantes en fondation, ainsi que la perméabilité du remblai.

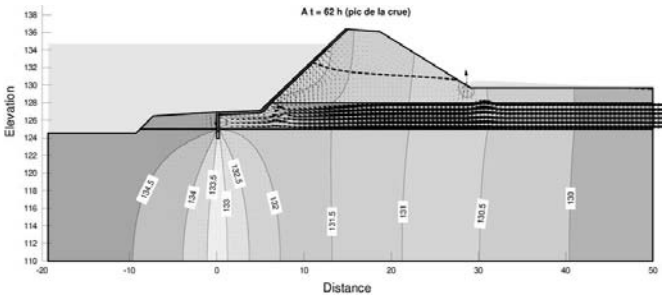


FIGURE 8: CALCUL D'ECOULEMENT DANS LA DIGUE DES AMIDONIERSPOUR UNE CRUE DE TYPE 1875.

Les conclusions de ces études d'écoulement et de stabilité sont les suivantes :

- la saturation des digues est possible pour la crue de projet ;
- la présence d'une coupure étanche continue, de la crête au substratum, permet d'abaisser la ligne de saturation dans la digue ; cependant les perméabilités requises ne sont pas compatibles avec l'état actuel des parements de digues et coupures de fondation ;
- la défaillance de la coupure étanche de fondation ou de l'étanchéité du parement compromet la stabilité de l'ouvrage.

En appliquant les recommandations du CFBR[1], la tenue des digues en l'état actuel ne peut être justifiée que dans l'hypothèse d'une cohésion minimale de l'ordre de 10 kPa. Cette valeur est compatible avec les ordres de grandeur de cohésion capillaire donnée par la littérature [2]. En crue, dans l'hypothèse d'une saturation partielle de la digue, cette cohésion capillaire est nulle dans la zone saturée, modifiant radicalement les conditions de stabilité de la digue.

Erosion interne

Compte tenu de leur géométrie et des niveaux atteints pour la crue de projet (proches de la crête), les digues étudiées sont soumises à des gradients élevés (de l'ordre de 0,4). Elles présentent de plus un certain nombre de facteurs aggravant les risques d'érosion interne : présence d'arbres de grande taille en crête ou sur le parement côté ville, présence d'une fondation pouvant être localement très perméable, présence de terriers, dégradation de l'étanchéité des parements côté fleuve, absence de filtre dans les systèmes de drainage, hétérogénéité des remblais ... Au vu de l'ensemble de ces facteurs, le risque d'érosion interne a été jugé critique.

Conclusions sur le diagnostic

Le diagnostic effectué à mis en évidence une sécurité insuffisante des digues pour les risques de glissements et d'érosion interne. La bonne tenue des digues dans les conditions actuelles est fortement tributaire de l'efficacité des étanchéités du parement et de la fondation, qui ne sont pas satisfaisantes dans l'état actuel. Le bon comportement actuel des digues est expliqué par la présence d'une cohésion minimale de nature capillaire. La saturation du remblai pendant la crue est de nature à réduire fortement la cohésion capillaire et à conduire à des situations d'instabilité.

Les solutions de confortement proposées

Les contraintes du projet

Le contexte urbanisé coté ville et l'absence de terrain entre le fleuve et la digue contraignent fortement les possibilités de travaux et limite les possibilités d'abaissement de la cote de protection durant les travaux. Il n'est en effet pas envisageable de construire des ouvrages provisoires coté fleuve ou coté ville.

De même, les impératifs hydrauliques contraignent les possibilités d'accroissement d'emprise côté Garonne : la digue ne doit pas empiéter davantage sur le fleuve.

Des confortements proposés sur le modèle des confortements de barrage

Les deux solutions de confortement retenues pour la mise en sécurité de ces digues sont :

- le drainage et l'adoucissement du talus côté ville associé à une stabilisation par ancrage du talus côté Garonne,
- la mise en place d'une étanchéité de type masque en béton armé sur le parement côté fleuve, connecté à un écran d'étanchéité en fondation.

La première solution, la moins coûteuse (de l'ordre de 3000 € HT/ml), est préconisée en l'absence d'infrastructure limitant l'emprise côté ville. La deuxième, plus onéreuse (de l'ordre de 4000 € HT/ml) est privilégiée lorsqu'on ne dispose pas de la place nécessaire.

Drainage et adoucissement du talus côté Garonne et ancrages cotés fleuve

Ce confortement vise à abaisser la ligne de saturation dans les remblais en cas de crue, à assurer la stabilité des talus et à réduire les risques d'érosion interne en canalisant et en filtrant les écoulements dans le corps de la digue.

Il comprend la mise en place d'un géodrain dans le corps de la digue, débouchant sur un cordon drainant assurant également la fonction de puits de décompression.

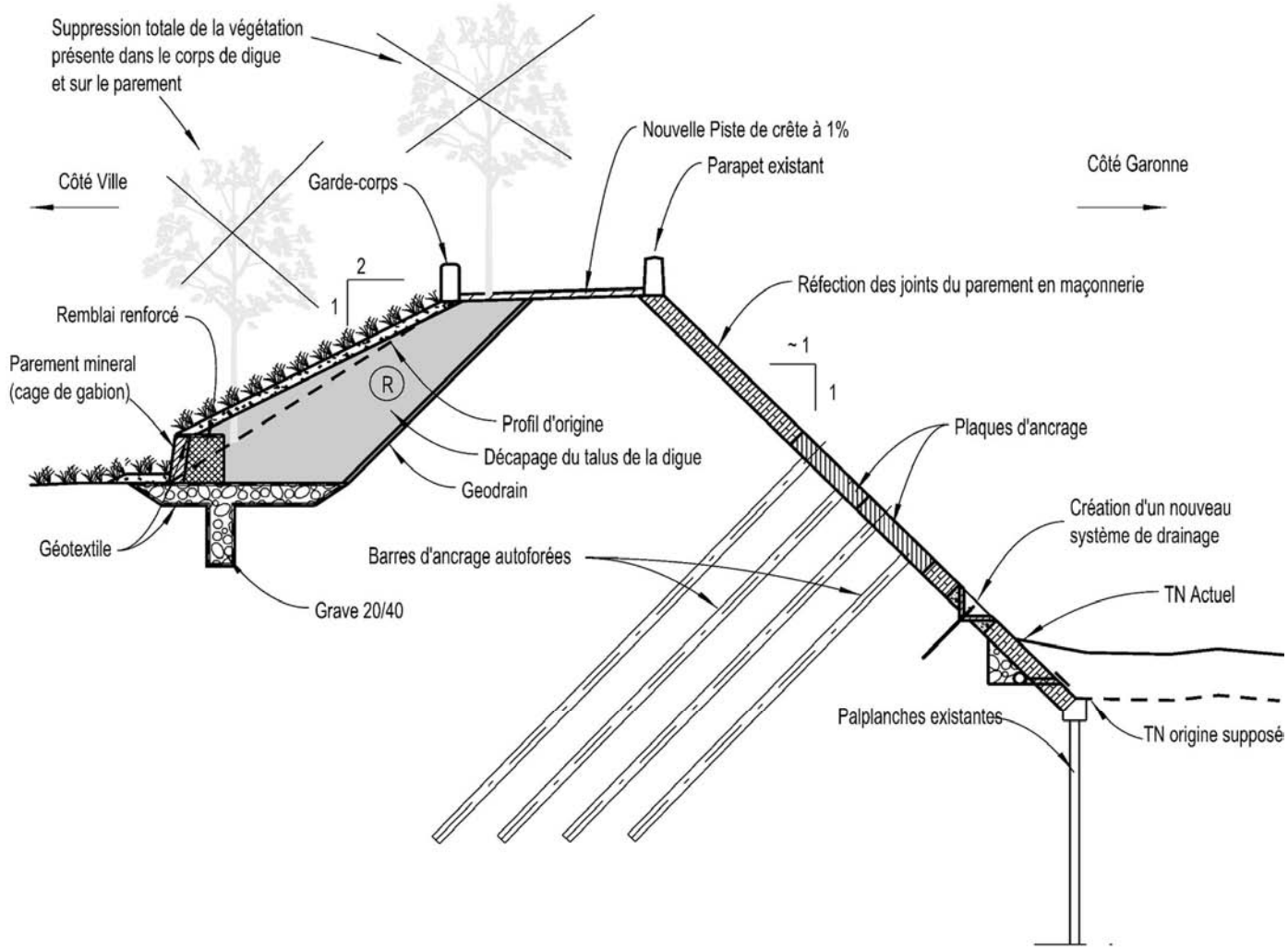


FIGURE 9: CONFORTEMENT DE TYPE DRAINAGE ET ADOUCISSEMENT DU TALUS CÔTÉ GARONNE.

Le talus côté ville est adouci à 2H/1V afin d'améliorer sa stabilité. L'emprise côté ville étant réduite dans la plupart des cas, il est nécessaire de réaliser un soutènement de petite hauteur (type remblai renforcé). Ces mesures permettent à la fois de garantir la stabilité du talus coté ville et de diminuer les risques d'érosion interne pour la crue de projet.

Les instabilités à la décrue coté fleuve sont traitées par la mise en place de tirant d'ancrages passifs associés à des plaques de béton armé sur le parement côté Garonne. Le projet prévoit également la restauration d'un système de drainage/filtration en décrue. Ce système de drainage comprends la pose de géodrain sous les plaques et l'acheminement des écoulements jusqu'aux exutoires via des tranchées de béton poreux protégé par géotextile. Cette solution présente l'avantage d'être moins onéreuse que celle avec un masque amont, en particulier dans les cas où l'emprise disponible est importante côté ville et que le talus côté ville n'est pas de grande hauteur.

Etanchement amont de la digue et de sa fondation et ancrages coté fleuve

Ce confortement vise à prévenir la saturation du remblai en assurant une étanchéité continue depuis la crête de la digue jusqu'au substratum molassique. Elle se compose d'un écran étanche en pied de digue, et d'un parement étanche en béton armé, avec mise en place de joints waterstop afin de garantir une bonne étanchéité du parement.

Pour prévenir les risques d'instabilité à la décrue du parement coté fleuve, dans le cas d'une nappe haute dans le casier hydraulique, la solution prévoit également un système de drainage/filtration et des tirants d'ancrages passifs solidaires du parement. L'avantage de cette solution est son faible impact côté ville, les principaux travaux pouvant être réalisés depuis la berge du fleuve.

Un panachage de ces deux solutions selon les contraintes locales a été retenue afin d'optimiser les coûts de réalisation et de permettre un engagement rapide des travaux.

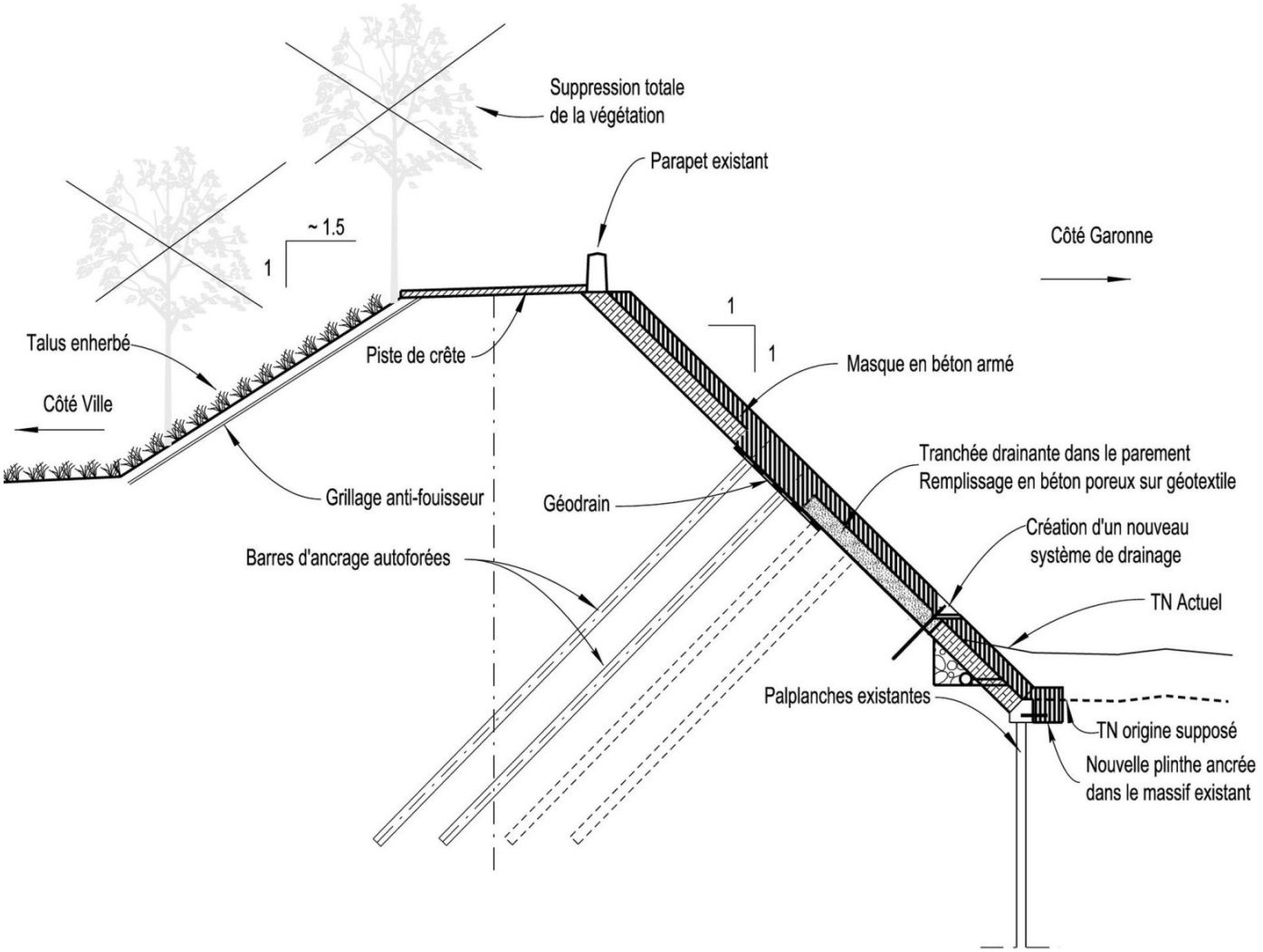


FIGURE 10: CONFORTEMENT DE TYPE ÉTANCHÉITÉ CONTINU DE LA DIGUE ET DE SA FONDATION.

Conclusion

Les digues en terre revêtues protégeant la ville de Toulouse contre les crues de la Garonne ont une conception atypique de par leurs talus raides et leur hauteur élevée dans un contexte fortement urbanisé. Si l'application des recommandations actuelles ne permet de justifier de la tenue de ces digues en l'état actuel, elle permet de mettre en évidence la nécessité de conforter de tels ouvrages ; leur tenue actuelle ne pouvant être un gage de leur fiabilité, puisqu'elles n'ont pas subi de sollicitations majeures. Compte tenu de la dimension des ouvrages et des difficultés d'emprise, les techniques à mettre en œuvre conduisent à des coûts de confortement nettement supérieur au ratio usuellement constaté (coût de l'ordre de 3600 €HT/ml conforté). Elles permettent néanmoins d'ramener ces ouvrages à un niveau de sécurité compatibles avec les exigences actuelles. Ces solutions, proposées dans le cadre de l'avant projet (AVP) de confortement, seront affinées en phase projet (PRO).

Références

[1] CFBR (2000). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai.* (Version provisoire d'Avril 2010).

[2] Delage P., Cui Y-J., (2201). *Comportement mécanique des sols non saturés.* Technique de l'Ingénieur, C302.

Reconstruction des digues fluviales en retrait

Reconstruction of flood protection dikes set back from the river

Akim Salmi[1], Richard Lapierre [2], Magali Rougé [3], Eric Vuillermet[4]

[1] ISL Ingénierie, Montpellier, salmi@isl.fr
[2]SIAV, Nîmes, r.lapierre@vidourle.org
[3]Conseil Général des Pyrénées Orientales, Perpignan, magali.rouge@cg66.fr
[4]BRL ingénierie, Nîmes, eric.vuillermet@brl.fr

Résumé

Le nouveau cadre réglementaire relatif aux ouvrages hydrauliques va probablement conduire à une reprise importante du parc des digues fluviales de protection. Pour les endiguements situés à proximité immédiate de la berge du cours d'eau ou la surplombant (cas majoritaire), une alternative avantageuse au confortement en place est la reconstruction des digues en retrait. A cout équivalent, elle offre un niveau de sureté supérieur tout en permettant, de manière opportune, la reconquête des milieux naturels remarquables que constituent les fleuves et rivières. La reconstruction en retrait est illustrée par deux exemples traités par ISL, les digues du Vidourle et celles de l'Agly Maritime. Dans le cadre des programmes de sécurisation, la reconstruction en retrait doit aujourd'hui s'imposer comme la solution « naturelle ».

Abstract

The new legal framework relative to hydraulic structures will probably lead to a general reinforcement of french flood protection levees. For levees situated at close proximity of rivers or directly settled above riverbanks (most of cases), an advantageous alternative to strengthen an existing structure is a reconstruction set back from the initial position. For a similar cost, it gives a higher security level and allows an expansion of river's remarkable natural environment.
Reconstruction set back is illustrated with two examples studied by ISL : Vidourle's levees et Agly's levees. When defining a safety improvement program, reconstruction set back must be considered as a serious option.

Introduction

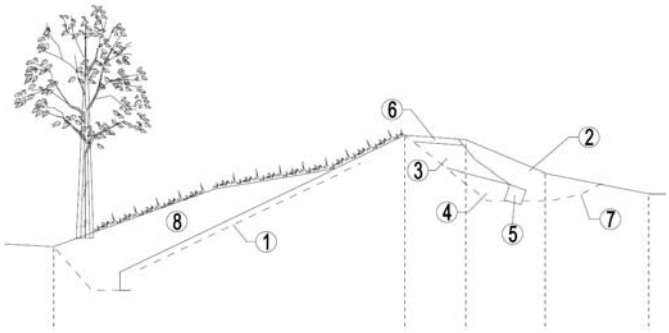
Le linéaire du parc français des digues de protection contre les inondations a été évalué à 10 000 km. Il assure la protection d'une population estimée à 2 millions de personnes. L'attractivité des plaines protégées conduit à une augmentation de leurs populations plus fortes que la moyenne des territoires nationaux. A titre d'exemple, selon l'Observatoire des Risques du département du Gard, entre 1990 et 2006, la population de la zone inondable du Rhône a augmenté de 25% et celle du Vidourle de 70% (et cela malgré les crues remarquables de 1994, 1996, 2002 et 2003).
La définition de critères de dimensionnement susceptibles d'apprécier l'aptitude au service des digues a fait l'objet d'avancées récentes sous l'impulsion du Comité Français des Barrages et Réservoirs et de la DGPR [1]. La tenue doit être assurée pour les situations exceptionnelles (crue de projet) mais également pour des situations extrêmes autrefois négligées (crue extrême, séisme, dysfonctionnement…).
Ces critères vont conduire à une reprise importante du parc des digues. Cette reprise est une opportunité de conjuguer la protection contre les inondations avec une revalorisation des milieux remarquables que constituent les corridors fluviaux.

Des ouvrages anciens inaptes au service

Des digues anciennes
Les digues fluviales de protection contre les inondations du parc français sont majoritairement anciennes, mal documentées et souvent affectées par la végétation et les fouisseurs. Elles sont constituées de matériaux hétérogènes de compacités variables aux seins desquels il est fréquent de retrouver des déchets et produits de démolition. Les anciennes brèches colmatées et les ouvrages traversants constituent de manière spécifique des points faibles.
L'hétérogénéité des ouvrages anciens est illustrée par la figure n°1 qui présente la coupe géotechnique d'une digue ancienne. Elle a été réalisée après ouverture de la digue coté fleuve et coté terre. Des matériaux divers ont été recensés : parement en béton enfoui, limons, déchets et gravats, empilement de sacs de ciment ayant fait prise, gabions déchirés…
Une rehausse est facilement discernable. Les incertitudes liées à une telle hétérogénéité peuvent difficilement être levées par des reconnaissances géotechniques.

Des endiguements rapprochés
L'implantation des digues en haut de berge a été majoritairement retenue de manière opportune (profiter d'un bourrelet de berge) ou déterminée. Un corridor étroit a été réservé à la rivière, la plupart du temps sans aucune prise en

compte de l'hydrologie (débit à évacuer) et encore moins du milieu naturel ou de la dynamique fluviale.
L'Agly est fleuve côtier drainant un bassin versant de 1044 km² dans le département de Pyrénées Orientales. Les 13 derniers kilomètres du fleuve ont été endigués à partir de 1969 : un couloir de 70 m a été concédé à un fleuve dont la largeur du lit morphologique dépasse les 2 km (soit une réduction de l'ordre de 97 %). Le cas du Vidourle, fleuve côtier gardois endigué sur ses 22 derniers kilomètres et drainant un bassin de 1335 km², est comparable.



(1) Perré en béton
(2) Déchets et gravats
(3) Limons sableux
(4) Empilement de sacs de ciment
(5) Gabions déchirés
(6) Graves
(7) Profil des fouilles

FIGURE 1: COUPE GÉOLOGIQUE D'UNE DIGUE ANCIENNE

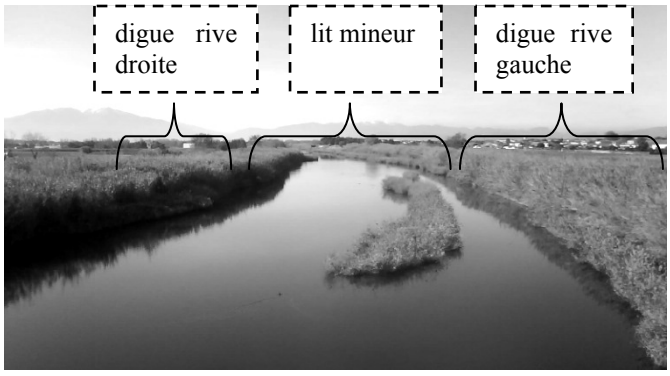
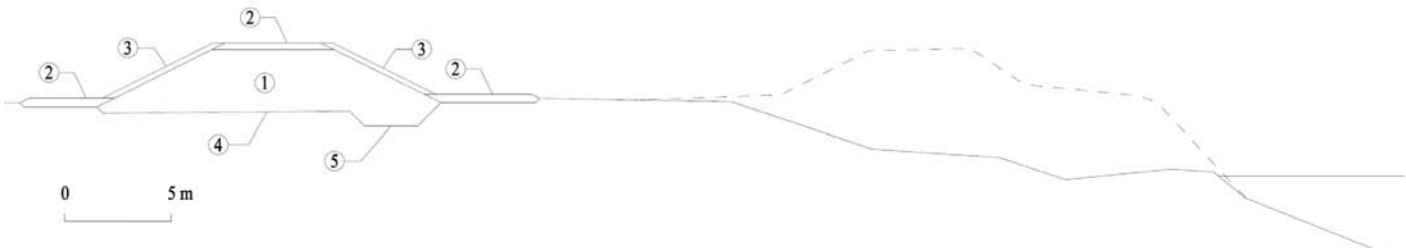


FIGURE 2: COULOIR ENDIGUÉ DE L'AGLY MARITIME

Les conséquences néfastes de ces choix ont été multiples.
La capacité d'évacuation est insuffisante pour évacuer, sans débordement et sans rupture, les crues rares (de période de retour supérieure à environ 50 ans). A titre d'exemple, l'endiguement de l'Agly visait à écouler un débit de période de retour 25 ans et à évacuer le surplus par des déversoirs fusibles situés en amont. Ces derniers n'ont jamais été réalisés.
Les forces tractrices de l'écoulement en crue ont fortement augmenté du fait de la limitation de la section d'écoulement et de l'augmentation des hauteurs d'eau. Les conséquences morphodynamiques sont maintenant bien connues : enfoncement du lit (avec une fosse record de 17 m de profondeur pour le Rhône dans la traversée endiguée d'Arles), érosion des berges nécessitant leur artificialisation excessive (enrochements, béton, palplanches...).
Les ripisylves ont peu à peu colonisé les digues jusqu'à parfois les masquer ne permettant plus l'observation des désordres. Cette colonisation a affecté les propriétés des remblais et en particulier leur étanchéité.
Le corsetage a conduit à une réduction des milieux remarquables que constituent les corridors fluviaux et leurs boisements rivulaires.
Enfin, les rivières corsetées ont perdu de leur attrait pour les populations : les eaux sont difficilement accessibles et souvent masquées par un rideau dense car difficile à entretenir entre la digue et le lit mineur. La perception même du fleuve, menace dont il convient de se prémunir, s'en est trouvée changée.

Des digues « inaptes » au service
Confrontés aux critères de dimensionnement émergents, les incertitudes sur les remblais, la fondation et le risque d'affouillement à long terme, la colonisation par la végétation et les fouisseurs, le gabarit insuffisant, conduisent, dans la plupart des cas, à proposer une reprise importante des ouvrages. On est en effet loin de l'objectif de tenue des ouvrages pour des crues extrêmes et il faut dès à présent accepter que, si les exigences actuelles en termes de sécurité sont maintenues, le parc français devra majoritairement être repris.



(1) Remblai très peu perméable
(2) Pistes
(3) Grillage, terre végétale et natte coco
(4) Fond de fouille
(5) Clef d'étanchéité

FIGURE 3: RECONSTRUCTION EN RETRAIT DE LA DIGUE DU VIDOURLE À ST-LAURENT D'AIGOUZE

Cette aptitude limitée à faire face à des crues rares a été démontrée par les dernières crues importantes dans le sud de la France de 1999 à 2003. Ces événements, dont les études hydrologiques récentes situent les périodes de retour entre 50 et 100 ans, ont toutes pris en défaut les systèmes d'endiguement : rupture des digues de l'Aude et de l'Agly en novembre 1999, rupture des digues du Vidourle et du Gardons en septembre 2002, rupture des digues du Rhône et du Vidourle en décembre 2003.
Les opérations récentes conduites par ISL permettent d'apprécier les coûts de confortement : on peut retenir un cout moyen de l'ordre de 2000 euros TTC par mètre linéaire conforté..
Pour les digues bâties en bordure de cours d'eau, au vu des inconvénients associés au corsetage des cours d'eau, il apparait légitime d'étudier la reconstruction totale en retrait.

Les principes de la reconstruction en retrait

Les principes de la reconstruction en retrait
Les projets de reconstruction en retrait définis par ISL ont respecté certaines règles.
Les atteintes à la ripisylve existante sont proscrites si celle-ci s'avère pérenne et suffisamment diversifiée.
Les protections lourdes existantes sont supprimées et la berge est reprofilée de manière à présenter une géométrie favorable à l'implantation de toutes les strates d'une ripisylve équilibrée : herbacée (massette, joncs…), arbustive (saules…) et arborée (aulnes, frênes…)
Le nouveau ségonal permet de créer des zones humides aux dimensions ambitieuses (bras mort, mares temporaire ou permanentes …).
Les travaux de terrassement (y compris l'aménagement du ségonal) sont conçus de manière à équilibrer les déblais/remblai et limiter les couts et nuisances associés au transport. Les évacuations de matériaux sont limitées en valorisant au mieux les déblais majoritairement constitués par les matériaux de la digue existante. Il est nécessaire de prévoir (et de suivre) un tri soigné des matériaux et éventuellement de faire évoluer le zonage amont/aval des matériaux au sein de la digue en phase chantier. Dans certains cas, il peut être fait appel à des unités mobiles de concassage et de tri.
Pour atteindre l'objectif d'optimisation des évacuations et des déblais/remblais, compte tenu des incertitudes sur le réemploi de la digue, le maître d'œuvre est contraint de réajuster de manière permanente son projet en phase travaux. Malgré le rythme accéléré en phase chantier, les modifications ne doivent pas être improvisées ou nuire à la sécurité de l'ouvrage. Les concepteurs du projet sont donc fortement mobilisés et doivent être disponibles en phase travaux.

Acquisition foncière
La reconstruction en retrait nécessite des acquisitions foncières. Elles étaient autrefois écartées car jugées onéreuses, compliquées sur le plan administratif et aléatoires en terme de calendrier. Il était en effet plus aisé d'empiéter sur les cours d'eau et leurs milieux connexes. Fort heureusement, ce n'est plus le cas aujourd'hui : les nouvelles politiques de l'eau et du développement durable tendent à mieux protéger et valoriser le patrimoine écologique des rivières tout en recherchant à ouvrir les espaces naturels au public et favoriser les activités récréatives et touristiques.
Par ailleurs, sur le plan juridique, le confortement des digues répond à un objectif de mise en sécurité des personnes. Il peut à ce titre bénéficier d'une procédure d'urgence. Cette procédure doit être prononcée par l'acte déclarant l'utilité publique des travaux. A défaut d'un accord amiable toujours possible, le juge de l'expropriation a un délai réduit pour se rendre sur les lieux et fixer l'audience publique. Il peut fixer une indemnité provisionnelle, qui permet, une fois versée par l'expropriant ou consignée, de prendre possession du bien et de réaliser les travaux.
Cette procédure, si elle est correctement préparée et suivie, permet de réduire les délais de l'expropriation à quelques mois tout en achetant les terrains au juste prix. Elle est notamment mise en œuvre par le SIAV dans le cadre du confortement des digues classées B.



FIGURE 4: AMENÉE D'UNE UNITÉ MOBILE DE CONCASSAGE ET TRI

Les avantages de la reconstruction des digues en retrait
La digue en retrait garantit un niveau de sûreté supérieur au confortement en place en particulier vis-à-vis de l'érosion externe.
De manière certaine, l'ouvrage n'est plus exposé au risque de sapement ou d'instabilité de l'ensemble berge et digue. Il n'est plus nécessaire de prévoir des aménagements de protection des berges lourds et couteux (palplanches) et/ou un aménagement dont la qualité (travaux à réaliser sous l'eau), la durabilité ou l'efficacité ne sont pas assurées (enrochements, matelas de gabions, fascines …). On pense en particulier aux digues du Rhône et du Petit Rhône, bâties en bordure d'un fleuve dont les fonds sont localement affectés par des fosses de plus d'une dizaine de mètres de profondeur et dont les évolutions à venir restent à ce jour indéterminées.
Au contact de la digue, le recul permet de réduire de manière importante les vitesses moyennes (jusqu'à environ 30% pour les exemples traités par ISL) et les courants éventuels liés à des perturbations. Il est alors possible de s'affranchir des protections de talus souvent nécessaires pour les ouvrages

situés en haut de berge. Un simple enherbement, régulièrement fauché, permet d'assurer la résistance vis-à-vis de l'érosion externe.
Pour les grands fleuves, le recul permet de réduire les sollicitations liées aux vagues, en particulier si la ripisylve est bien développée.
Si le recul est mené sur un linéaire important, il peut également conduire à une baisse des niveaux d'eau atteints en crue permettant ainsi d'augmenter la revanche pour une hauteur de digue donnée ou de réduire la hauteur de la digue. Dans le cas de l'Agly, les baisses de niveau ont été estimées de l'ordre de 0,4 m pour la crue de projet (~100 ans). Cette réduction limite le risque intrinsèque lié à la rupture des digues ainsi que les débits d'alimentation en cas de brèche. Ainsi, la réduction de 0,5 m d'une digue de 2 m permet de réduire de près d'un tiers les débits d'alimentation d'une éventuelle brèche.
Dans le cas où des déversoirs sont à aménager, l'éloignement du lit mineur permet de limiter les vitesses tangentielles au droit des déversoirs. Le recul contribue ainsi à améliorer leur alimentation et donc à réduire les longueurs déversantes de l'ordre de 20 %.
La durée des chantiers est généralement de l'ordre d'un an. Durant les travaux et quelle que soit la saison, la protection contre les crues doit être maintenue. Le risque est réel car la faible section d'un couloir endigué conduit à des fluctuations importantes de niveaux : pour des crues de période de retour de l'ordre de 10 ans, les niveaux d'eau dans le couloir endigué du Vidourle dépassent de un à deux mètres ceux du terrain naturel dans la zone protégée. Dans le cas d'une reconstruction en retrait, le maintien du niveau protection en phase chantier ne pose aucune difficulté. Le travail est réalisé par tronçon de quelques centaines de mètres : sur un tronçon donné, la digue en place n'est arasée que lorsque la digue en retrait a été édifiée et connectée au tronçon suivant. Dans le cas du Vidourle, cette méthode a nécessité un apport initial de matériaux de l'ordre de 10 000 m^3.
Une piste est implantée entre le fleuve et la digue : elle permet de faciliter la surveillance et l'entretien mais a également pour fonction de marquer la limite entre l'espace naturel et l'ouvrage de protection.

Confortement des digues du Vidourle [3]

Les digues intéressant la sécurité publique
Dans le cadre du Plan Vidourle, le SIAV a confié à ISL en 2005 la maîtrise d'œuvre du confortement des trois digues ayant fait l'objet d'un arrêté de classement au titre de la sécurité publique (digues ISP). De linéaires compris entre 2 et 4 km, elles assurent la protection des centre-bourgs des communes de Lunel, Marsillargues et Saint-Laurent-d'Aigouze représentant une population cumulée d'environ 36 000 habitants. Elles sont classées en catégorie B. A l'exception d'infrastructures ou d'habitations ponctuelles et de la traversée urbaine de Marsillargues, les terrains attenants sont agricoles (vignes, maraichages et prairies). Les travaux de confortement de la digue de Saint-Laurent-d'Aigouze ont été achevés en 2008 et ceux de la digue de Lunel en 2010. Les travaux relatifs à la digue de Marsillargues sont en cours et s'achèveront en 2013.
Il s'agit d'ouvrages en terre d'une hauteur moyenne de 3,5 m édifiés directement sur la berge ou à quelques mètres en retrait sur la majorité du linéaire. Les berges sont généralement raides et les profondeurs d'eau à l'étiage peuvent être importantes, de l'ordre de 5 m. Ces digues cumulaient avant travaux l'ensemble des pathologies caractéristiques du parc français (matériaux hétérogènes, végétation, terriers, pentes générales raides ...).
Pour les 3 digues, les avant-projets menés par ISL ont étudié de front le confortement en place et la reconstruction avec un recul de l'ordre de 40 m. Présentant des couts moindres, la solution du recul a été finalement adoptée sur la grande majorité du linéaire.
Ce recul avait déjà été proposé dans le cadre d'une expertise menée en 1998. Cette solution, jugée incompatible avec les financements disponibles à cette époque, avait été écartée au profit d'interventions ponctuelles : confortement de berge par enrochements ou fascines, recharge coté zone protégé, compactage de matériaux argileux en tranchée au centre de la digue. Ces interventions ont montré leurs limites lors des crues de 2002 et 2003 qui ont occasionné plusieurs brèches en particulier à Lunel et à Marsillargues.

Les travaux déjà réalisés
A Saint-Laurent d'Aigouze, le recul a été adopté par le SIAV sur environ 90% des 3 km de digue malgré la nécessité d'acquérir et de déconstruire un certain nombre d'infrastructures de dimensions significatives avec en particulier l'ancienne cave coopérative et une station de pompage (abandonnée) importante.



FIGURE 5: DÉCONSTRUCTION DE LA CAVE COOPÉRATIVE

La déconstruction s'est accompagnée d'une volonté marquée de tri et de valorisation des matériaux avec la mobilisation

d'une entreprise spécialisée au sein du groupement en charge des travaux. Le recyclage a en partie financé la déconstruction de ces infrastructures et a permis de produire des matériaux employés pour les pistes et rampes d'accès après traitement (déferraillage, concassage…).

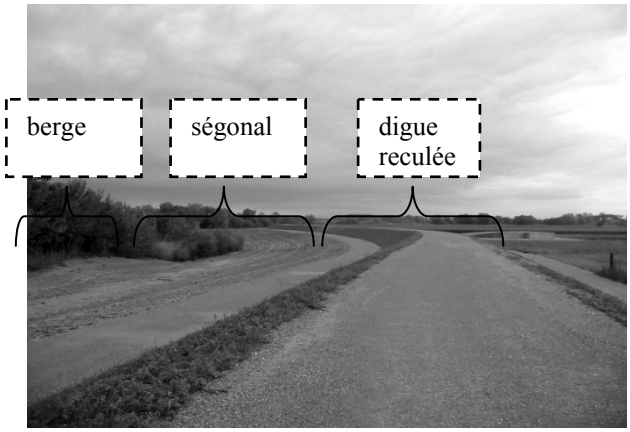
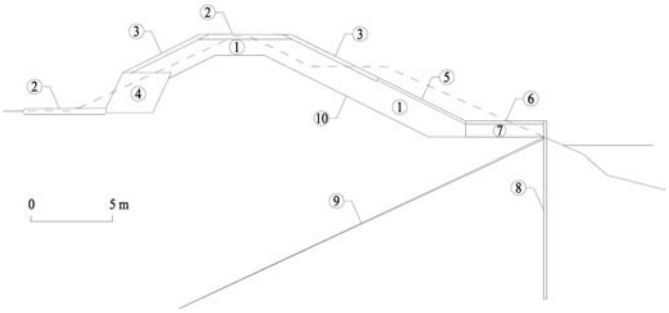


FIGURE 6: DIGUE DE ST-LAURENT D'AIGOUZE EN FIN DE TRAVAUX

La fondation est composée de limons (classification GTR A1/A2). Les digues reconstruites sont majoritairement en remblai homogène constitué des mêmes limons avec un objectif de compacité de 98% de l'optimum Proctor normal. Sur une partie du linéaire, la digue est zonée afin de valoriser des limons sableux à cailloutis de la digue existante (classification GTR C1B5). Ces matériaux sont les stériles d'une vaste carrière située sur l'une des communes du couloir endigué (Lunel). Ils ont été antérieurement mis en œuvre dans le cadre de travaux d'épaississement de la digue ou en urgence pour le colmatage de brèches. Nettement reconnaissables lors des déblais de la digue existante par les cailloutis et par leur couleur rouge-orangée, ils ont été mis en œuvre coté ville dans la digue reconstruite. Les limons A1/A2 sont alors disposés coté fleuve et dans la clé d'étanchéité sur une largeur amont-aval d'au moins 4 m.
Localement, des contraintes d'emprise ont conduit à la mise en place de soutènements cotés ville de 1 à 2 m de hauteur. Ils ont été réalisés au moyen de gabions ou de remblais renforcés. L'augmentation des gradients moyens liés aux soutènements a conduit à retenir des dispositions de drainage et filtration aux interfaces digue/soutènement et fondation/soutènement.
Sur un linéaire d'environ 300 m (soit 10% du linéaire), un confortement en place a été retenu au droit d'une propriété importante dont le cout d'acquisition réduisait l'avantage économique de la solution de recul. Sur ce linéaire, compte tenu des profondeurs importantes du Vidourle et de la faible emprise disponible, la solution mise en œuvre comprend, coté fleuve, un rideau de palplanches (11,5 ml) tenu en tête par des tirants passifs (25 ml) et, coté ville, un remblai renforcé drainant végétalisé.



(1) Remblai très peu perméable
(2) Pistes
(3) Grillage, terre végétale et natte coco
(4) Remblai renforcé
(5) Matelas RENO végétalisés
(6) Grave ciment
(7) Remblai drainant
(8) Palplanches
(9) Tirants
(10) Profil des fouilles

FIGURE 7: COUPE DU CONFORTEMENT EN PLACE

La partie inférieure du talus coté fleuve a été protégée par des matelas de gabion végétalisés. Ces dispositions (rideau, tirant, remblai renforcé …) sont couteuses mais nécessaires pour assurer un niveau de sécurité comparable à la solution de recul.
Pour la digue de Saint-Laurent d'Aigouze, le montant total des travaux a été de 4,2 millions d'euros TTC. Le cout moyen du confortement en place a été de 4 800 euros TTC par mètre linéaire. Le cout moyen du recul a été de 1500 euros TTC/ml (y compris les aménagements du ségonal et les démolitions). Le montant total des acquisitions foncières a été de l'ordre de 5 à 10% de la masse des travaux.



FIGURE 8: PHOTO DU CONFORTEMENT EN PLACE

Aménagement du ségonal
A Saint-Laurent d'Aigouze, le nouveau ségonal a été remodelé en pente douce vers le fleuve. Il a ensuite été

labouré et a fait l'objet d'un semis prairial. Cet espace a aujourd'hui été totalement recolonisé.
La berge a été reprofilée et nappée de fibre coco. Des plantations denses d'hélophytes ont été réalisées dans les zones remaniées. Un bras mort d'une cinquantaine de mètres a été aménagé et stabilisé au moyen de génie végétal.



FIGURE 10: BRAS MORT DE ST-LAURENT D'AIGOUZE

Des actions de valorisation des nouveaux ségonaux ont été reconduites par le SIAV et ISL sur les autres digues ISP. A Lunel, un bras mort à méandres de plus de 200 m de long et 10 m de large a été réalisé. A Marsillargues, une mare écologique d'environ 2000 m² est en cours de réalisation.

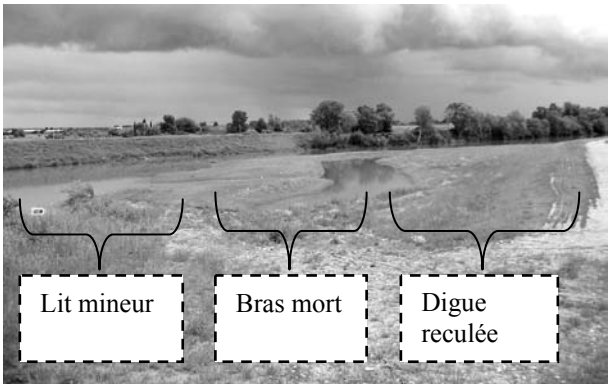


FIGURE 9: BRAS MORT DE LUNEL

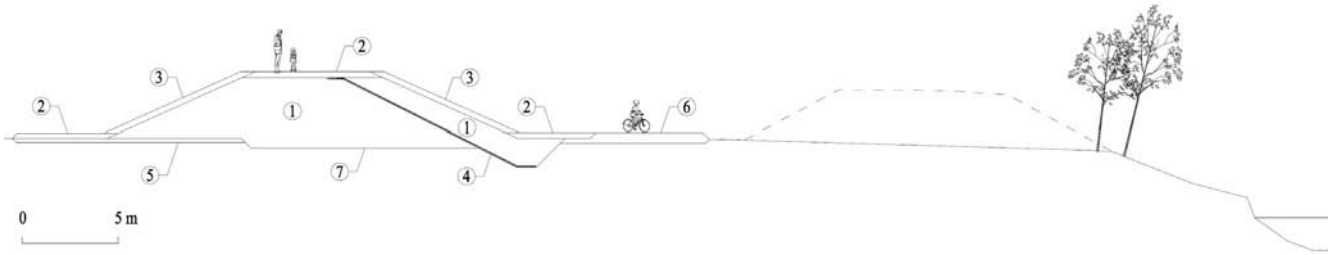
Confortement des digues de l'Agly Maritime [4]

Présentation et état des digues de l'Agly Maritime
Le Département des Pyrénées-Orientales a été désigné gestionnaire des digues de l'Agly Maritime par le Préfet. D'une hauteur moyenne de 2,5 m, elles présentent une largeur en crête importante, généralement comprise entre 6 et 10 m. Elles protègent une population supérieure à 50 000 personnes et ont été classées en catégorie A**.**
Le diagnostic initial de sureté à été réalisé par ISL entre 2009 et 2011. Il a notamment inclus des modélisations hydrauliques (1D et 2D), des reconnaissances géotechniques, des calculs d'écoulement internes transitoires et des calculs de stabilité.
Encore une fois, les pathologies courantes des digues ont été recensées**.** La digue et sa fondation superficielle sont particulièrement hétérogènes et comprennent des matériaux inadaptés : matériaux érodables (sables fins), matériaux grossiers perméables (graves, blocs, cailloux, galets), vestiges de route en enrobé sur lesquels a été édifiée la digue, tronc d'arbres... Des passages très perméables et des passages particulièrement lâches ont été identifiés.
Par ailleurs, la digue est affectée par de nombreux désordres : terriers de gros diamètre ou observés avec une forte densité, végétation arborée, fuites en crue dans le remblai avec érosion avérée du corps de digue, fontis, remontées artésiennes avec cônes de sable, affaissement de talus coté fleuve, cratères et dépressions sur le chemin de pied côté terre, fuite au droit d'ouvrages traversants, effondrement de la piste en crête…



FIGURE 11: FONTIS ET TERRIERS

Programme de sécurisation
Face à constat, trois types de programme de sécurisation ont été définis par ISL en concertation avec le Département. Ils ont été déclinés selon divers objectifs de protection.
Deux types de programme prévoient un confortement en place : l'un avec deux grands déversoirs de sécurité (2 km) et l'autre avec des dispositions permettant à la digue de supporter une surverse (dans la continuité du parti retenu jusqu'à présent par les communes riveraines).
Le troisième programme prévoit un recul d'environ 40 m des digues sur 90% du linéaire ainsi que deux grands déversoirs de sécurité (2 km).
Les trois programmes ont été chiffrés sur la base d'une vingtaine de profils. Les montants des différents programmes sont compris entre 35 et 80 millions d'euros TTC (soit entre 1300 et 3000 euros TTC / ml) hors foncier. Ils ont ensuite fait l'objet d'une analyse comparative suivant 9 critères : couts (investissement, entretien et surveillance), sureté de fonctionnement, intervention en crue, environnement, contraintes foncières, réglementaires, administratives.
Les scénarii prévoyant la reconstruction en retrait ont obtenus les meilleurs classements par les avantages qu'ils confèrent en termes de sécurité et sur le plan environnemental (ce dernier point conditionnant en grande partie l'autorisation administrative de l'aménagement). Par ailleurs, leurs couts sont situés dans la fourchette basse. Le Département des Pyrénées Orientales a choisi d'engager l'un de ces programmes.



(1) Remblai (4) DEG (5) Drain (7) Fond de fouille
(2) Pistes (3) Grillage, terre végétale et natte coco (6) Voie verte

FIGURE 12: AGLY MARITIME – COUPE-TYPE DE LA RECONSTRUCTION EN RETRAIT

La figure n°12 présente la coupe-type prévue en section courante au stade actuel des études. Une largeur en crête de 6 m a été arrêtée conformément au souhait du maître d'ouvrage. Les talus sont enherbés.

La digue comprend une piste en pied coté fleuve et coté terre.

La reconstruction en retrait nécessite un volume de matériau de l'ordre d'un million de m^3. Elle doit être réalisée en exploitant les matériaux du site éventuellement après tri et traitement par des unités mobiles. L'objectif du tri est de produire des matériaux homogènes dont on pourra assurer la qualité du compactage.

Au stade préliminaire, compte tenu de l'hétérogénéité de ces matériaux et de leurs perméabilités parfois élevées, la coupe prévoit un DEG (dispositif d'étanchéité général) pour assurer l'étanchéité. Le DEG représente environ 10% de la masse des travaux. Le choix de mettre en place un DEG sur l'ensemble du linéaire ne pourra être révisé qu'en phase travaux en fonction des matériaux produits par le traitement. Il nécessitera une implication importante des concepteurs en phase travaux.

Compte tenu de la nature localement sableuse de la fondation, un drain filtrant est implanté coté terre à l'interface digue/fondation et sous la piste coté terre.

En rive gauche, une voie verte est actuellement implantée en crête. Elle est déplacée en pied de digue coté fleuve. Cette implantation permet de limiter les contraintes que représente une voie verte pour la surveillance et l'entretien de la digue.

Conclusion

Le confortement des digues anciennes va conduire à une reprise importante des ouvrages. Cette reprise doit s'inscrire dans la durée car il n'est pas prévu de « fin de vie » des digues. Elle constitue une occasion unique de reconstruire les digues en retrait afin de revaloriser les milieux remarquables que sont les corridors fluviaux. Solution économique et sure, elle doit s'imposer à l'avenir comme la solution naturelle. Elle nécessite des acquisitions foncières qui doivent être engagées avec autant de volonté que pour les grands aménagements structurants (routes, voies ferrées…).

Références

[1] CFBR (2010*). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et digues en remblai*

[2] SIAV *Maitrise d'œuvre des digues ISP du Vidourle de St-Laurent d'Aigouze (2007), Lunel (2009), Marsillargues (2011).*

[3] Conseil Général des Pyrénées-Orientales (2012). *Diagnostic de sureté des digues de l'Agly Maritime*

Digues de premier rang : réduction de la vulnérabilité des protections, de la conception à la réalisation d'ouvrages de surverse

Vidourle river: how to reduce vulnerability of works by managing overtopping phenomena in dikes design. Experience feedback on design and construction phases

N. Sicart [1], E. Vuillermet[2], R. Lapierre[3], A. Salmi[4]

[1] BRL ingénierie, Nîmes, nicolas.Sicart@brl.fr
[2] BRL ingénierie, Nîmes, eric.vuillermet@brl.fr
[3]Syndicat Interdépartemental d'Aménagement du Vidourle, r.lapierre@vidourle.org
[4] ISL Montpellier, salmi@isl.fr

Résumé

Les digues de protection contre les inondations des basses plaines du Vidourle, de par leurs conceptions originelles, sont vulnérables au risque de rupture par surverse.
Lors de la crue de 2002 avec ses 2400 m^3/s, près de 35 brèches ont pu être dénombrées, dont une majeure partie a pour origine la rupture par érosion externe liée à la surverse.
Afin de réduire ce risque, sans pour autant augmenter artificiellement la cote de protection, il a été opté par le maître d'ouvrage, le confortement de zones « historiquement » déversantes vis-à-vis de la surverse et la création de nouveaux déversoirs permettant de « soulager » l'ensemble des digues situées à l'aval.

Dans le cadre du Plan Vidourle, des premières phases de traitement ont été engagées tant en étude qu'en exécution, et notamment, la réhabilitation de l'ancien déversoir de Pitot, la création de nouveaux déversoirs : Lunel, Marsillargues mais aussi le confortement à la surverse des digues de premier rang.

Les techniques retenues et mises en œuvre combinent l'analyse des enjeux et le niveau de sollicitations hydrauliques associés aux contraintes géotechniques, environnementales et foncières. L'intégration des résultats de l' analyse de la vulnérabilité des ouvrages existants a permis de proposer un panel de solutions techniques : la réhabilitation du seuil déversant en maçonnerie au seuil en matelas grillagés, mais aussi la protection des digues déversantes par enrochements percolés, matelas grillagés, géonappe bitumineuse, etc. associé à des dispositifs singuliers tels que la poutre sommitale en béton armée de calage altimétrique.
A ce jour, non seulement les études de conception sont largement engagées, mais on peut compter sur la réalisation d'un nouveau déversoir et le confortement à la surverse de 3 km de digue.

Ce retour d'expérience permet de partager les problématiques de conception et d'exécution de ces ouvrages.

Abstract

The dikes protecting the Lower Vidourle Plains against flooding are vulnerable to breaking by overtop because of their original design.
During the 2002 flood, with a flow of 2400 m^3/s, about 35 breaches were counted, most of them caused by breaking by external erosion related to overtopping.
In order to mitigate this risk, without artificially increasing the protection level, the executing authority chose to consolidate the historical discharge areas with respect to overflow and the creation of new weirs allowing to relieve all the dikes located downstream.

Within the scope of the Vidourle Plan, the first phases of the project were launched for design as well as execution, and particularly the rehabilitation of former Pitot spillway, the creation of new spillways: Lunel, Marsillargues, but also the overtopping consolidation of primary dikes.

The selected and implemented techniques mix stakes analysis and the level of hydraulic solicitations in relation with geotechnical, environmental and land constraints. Integrating the results of an analysis of existing works vulnerability allowed to define a range of technical solutions: from percolated rock-fill to mesh gabions structure etc. associated to specific techniques like a concrete beam at the weir top in order to fix precisely overtopping level.
As of today the design studies are in progress and we can count on the realization of a new spillway and consolidation against overtopping of 3 km of dike.

Feedback on this experience allows sharing design and execution issues related to these works.

Introduction

Les digues de protection contre les inondations sont majoritairement des ouvrages en remblai qui ne sont pas conçus pour résister à des phénomènes de surverse. Ainsi, chaque année dans le monde, y compris dans les pays occidentaux et en France, des digues ou barrages en remblai se rompent par surverse, mettant en danger des populations et causant des dommages économiques parfois considérables.

Dans le cadre du plan Vidourle et plus précisément des études d'impacts, des modélisations et études hydrauliques ont été conduites sur l'ensemble du périmètre endigué du Vidourle.
Ces modélisations et études ont confirmé les retours d'expérience locaux et mis en évidence d'une part, des points bas nécessitant la réalisation de travaux de sécurisation vis-à-vis de la surverse et, d'autre part, la nécessité de créer des déversoirs permettant de « soulager » l'ensemble des digues situées à l'aval.

Ce principe de création de zones de déversement reste ancien. En effet, suite à la crue dévastatrice de novembre 1754, un des partis pris a été de « fixer » certaines brèches naturelles. C'est ainsi qu'en 1764, il est décidé de créer en rive gauche à hauteur de la commune de Gallargues, des ouvrages en maçonnerie pavés en forme de musoir : les premiers déversoirs supervisés par l'ingénieur Henry Pitot.

La présente publication a pour objectif de présenter d'une part les réflexions menées dans le cadre de la conception de ces ouvrages et notamment concernant le choix du type d'ouvrage et de sa géométrie et, d'autre part, de relater les problématiques d'exécution qu'il convient de prendre en compte lors de la réalisation de tels ouvrages.

Les phénomènes de surverse

La mécanique de rupture
La surverse, c'est-à-dire le débordement de l'eau au-dessus de la digue conduit généralement et rapidement à la brèche des ouvrages en remblais par érosion régressive du talus côté aval puis de la crête.
Ce mécanisme a notamment été étudié par le Cemagref [1] :
Etape 1 : Début de la surverse, attaque en pied
Etape 2 : Erosion du pied du talus aval par la force du courant en pied de digue
Etape 3 : Erosion régressive du talus aval
Etape 4 : Accélération des désordres par l'apparition de glissements et ouverture d'une brèche
Etape 5 : la brèche s'élargit en érodant la digue de part et d'autre
La compréhension de ce mécanisme de rupture met en évidence la vulnérabilité notamment du pied des talus avals : les vitesses de courant sont à cet endroit les plus importantes. Les éléments de protection à mettre en place doivent donc résister aux forces tractrices, variables en fonction des vitesses, mises en jeu lors de la surverse.

Vitesse et force tractrice
Postérieurement à des ruptures par surverse, on ne dispose pas de données précises pour évaluer la hauteur et la durée des lames d'eau ayant provoqué le début d'érosion en pied de l'ouvrage. Le principe de précaution conduit ainsi à considérer que les ouvrages en terre ne supportent pas la surverse.

La force tractrice peut être estimée selon la formule suivante [2]:

$$\tau(N/m^2) = \rho \times i^{1/4} \times K_S^{-3/2} \times v^{3/2}$$

Avec ρ : poids unitaire de l'eau 10 000 N/ m^3
i : pente du talus (V/H)
Ks : coefficient de Strickler caractéristique de la rugosité du talus
V : vitesse en m/s

La conception des déversoirs et le choix des dispositifs de protection doivent être effectués en tenant compte de cette force. Il est précisé que selon les emprises disponibles, il est également possible d'adoucir la pente du talus aval ou d'élargir la zone déversante afin de réduire la lame d'eau et/ou les vitesses d'écoulement.

Le graphique suivant donne, en fonction des hauteurs de lame déversante, un exemple des forces tractrices calculées sur un talus aval de pente 1V/2.5H, avec un coefficient de débit de 0.4, dans le cas d'un déversement sur un seuil trapézoïdal type.

La dissipation d'énergie
Une autre contrainte apportée par la surverse est la dissipation d'énergie. Les déversoirs doivent en effet assurer cette fonction pour éviter la propagation des turbulences engendrées par le déversement au-delà de l'ouvrage. Ces turbulences pourraient en effet être à l'origine de désordres qui par érosion régressive pourraient impacter l'ouvrage lui-même. Cette dissipation d'énergie peut être assurée :

- Sur le talus aval :
  - Soit par la rugosité naturelle des éléments mis en place (enrochements)
  - Soit par la réalisation de jets croisés (gabion ou matelas reno)
  - Soit par des macro rugosité (éléments en saillie),
- En pied de talus par la création d'une fosse de dissipation

Conception des déversoirs

Choix du type de protection
La détermination des vitesses et forces d'entraînement sur les talus peuvent conduire à proposer plusieurs variantes de protection.

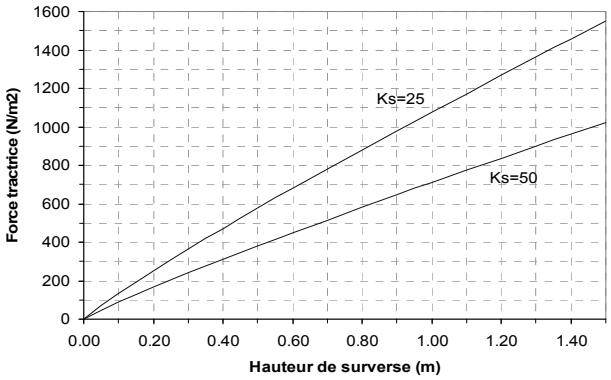


FIGURE 1 : EXEMPLE DE CALCUL DE FORCE TRACTRICE SUR UN PAREMENT AVAL À 1V/2.5H, EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE SURVERSE

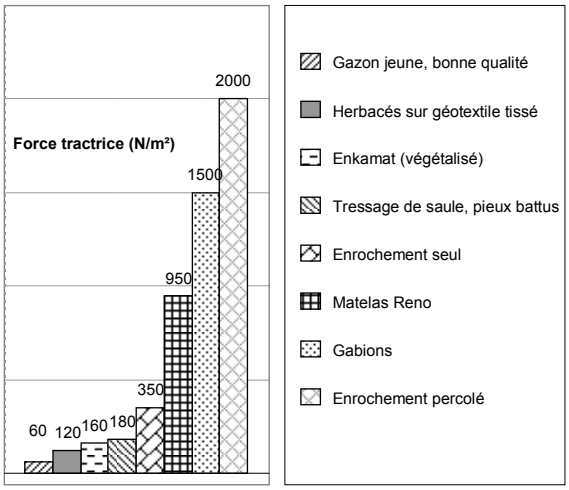


FIGURE 2 : VALEUR DE RÉSISTANCE À LA FORCE D'ARRACHEMENT

La figure 2 donne une idée des valeurs limites de résistance à l'arrachement par type de protection [2].

Il convient néanmoins de préciser que le dimensionnement de la protection à mettre en œuvre doit être validé par une approche complémentaire. Dans le cas d'une protection en enrochements, le diamètre/poids moyen des blocs devra par exemple faire l'objet d'un calcul spécifique et dans le cas d'ouvrages en gabions, un recours à la norme NFP 94-325-2 de novembre 2006 sera nécessaire.

Plusieurs techniques de protections sont présentées ci-après et sont adaptées au traitement des talus vis-à-vis du risque de surverse.

Nappe tridimensionnelle végétalisée

Les nappes tridimensionnelles, type Enkamat, se composent d'un enchevêtrement de filaments en polyamide recouvert d'un mélange bitume/gravillon.

Ce revêtement est intéressant de part son caractère perméable et son ouverture permettant une végétalisation.
Il dispose également d'une capacité non négligeable de réduction de la vitesse des courants. Une fois la végétation correctement implantée et liée au revêtement, la capacité de protection est efficace et durable.

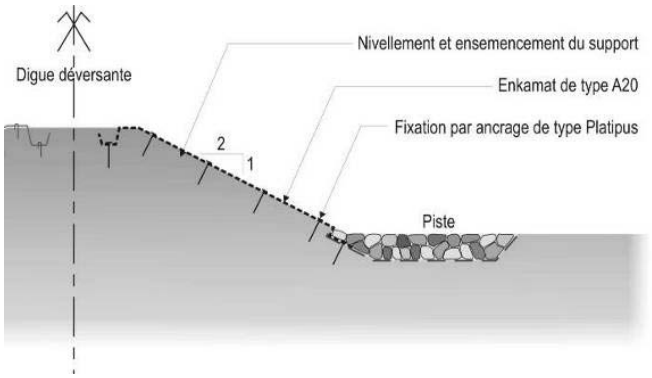


FIGURE 3 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS PAR ENKAMAT

Gabions

Il s'agit de structures métalliques, ou boîtes, fabriquées en grillage, dans lesquelles sont déposées des pierres de granulométrie différentes.
Les matelas gabions se distinguent des Gabions « boites » de part leur forme plus allongée et de moindre épaisseur. Ces ouvrages sont perméables et relativement stables.

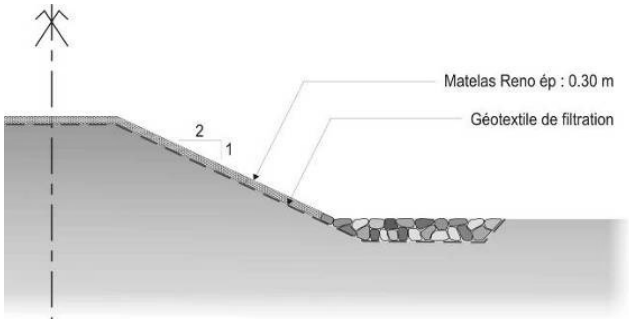


FIGURE 4 : PROFIL TYPE PROTECTION DE TALUS PAR MATELAS GABIONS

Ils possèdent une capacité de déformation qui permet d'absorber les éventuels tassements des couches de remblais. Ils disposent également d'une bonne capacité de dissipation grâce au cheminement de l'eau à travers les granulats.
L'érosion ou l'abrasion peuvent gravement altérer la durabilité de l'ouvrage dans le temps même si aujourd'hui des protections supplémentaires sont appliquées aux armatures (revêtement et plastification).
La mise en place de boîtes type « gabion » à la façon d'un soutènement permet de limiter notablement l'emprise du confortement.



FIGURE 5 : DÉVERSOIR DE LUNEL EN MATELAS DE GABIONS

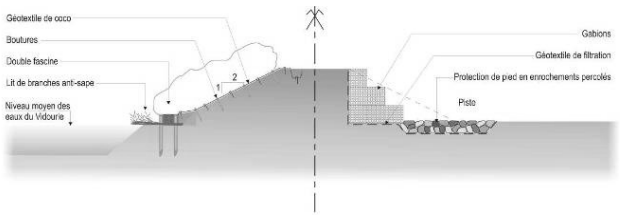


FIGURE 6 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS AVAL PAR « GABIONS »



FIGURE 7 : ECHANCRURE DU DÉVERSOIR DE LUNEL EN GABIONS

Enrochements libres ou percolés

Les protections en enrochements sont constituées de blocs de tailles diverses déposés sur une épaisseur définie. En fonction des vitesses de déversement attendues, ils peuvent être disposés seuls ou percolés au béton.

La percolation permet de réaliser un ensemble monolithique plus résistant.



FIGURE 8 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS EN ENROCHEMENTS LIBRES - LUNEL

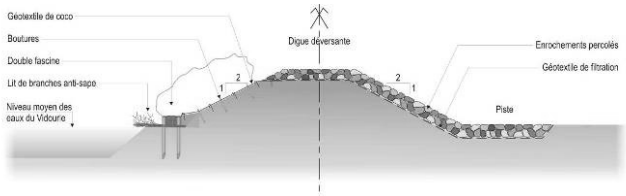


FIGURE 9 : PROFIL TYPE DE PROTECTION DE TALUS PAR MISE EN PLACE D'ENROCHEMENTS PERCOLÉS



FIGURE 10 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS EN ENROCHEMENTS MAÇONNÉS - LUNEL

- La taille des éléments et l'épaisseur du remblai doivent être dimensionnées de sorte que les blocs ne soient pas arrachés lors d'une surverse.
- Selon que l'enrochement est percolé ou non, selon la taille des éléments, la résistance à l'arrachement est différente. On peut atteindre des vitesses de surverse très élevées.
- De part leur rugosité naturelle, les enrochements ont une très bonne capacité de dissipation d'énergie.

Eléments d'appréciation du choix de protection

Une étude et une analyse comparative en termes de vulnérabilité, de fiabilité de fonctionnement, de coût économique et d'intégration environnementale des solutions acceptables est nécessaire pour déterminer la typologie de protection à retenir.

La disponibilité des matériaux peut également jouer un rôle important dans les critères d'appréciation des différentes solutions.

- La réalisation de digues en enrochements, très pérenne, posera la question de l'approvisionnement en terme de coûts et de délais compte tenu des volumes nécessaires.
- La fourniture des matelas de gabions sera disponible suivant les délais des fabricants, leur remplissage pourra être réalisé en concassés 100/200 mm non gélifs ;
- L'approvisionnement de nappes tridimensionnelles est possible, le délai d'acheminement sur le chantier est précisé lors de la commande au fournisseur.

Enfin les cadences de pose de ces différents types de protection, suivant les équipes mobilisées lors des travaux, peuvent aller respectivement de 5 à 30 ml / jour.

Géométrie du déversoir

Caractéristiques géométriques induites par l'objectif de débitance

Dans le cadre du plan Vidourle des modélisations et études hydrauliques ont été conduites pour déterminer les débits de surverse au droit des points bas « historique » nécessitant la réalisation de travaux de sécurisation et au droit des déversoirs à créer. Afin de respecter strictement les résultats de ces modélisations, la conception doit donc intégrer des calculs rigoureux des débits transitants.

Ces calculs ont été réalisés conformément à la notice sur les déversoirs du CETMEF [3]. La présente publication ne reprend pas cette notice que le lecteur pourra consulter pour des éléments plus techniques. L'attention de celui-ci est néanmoins portée sur l'importance à accorder au choix du coefficient de débit.

Fosse de dissipation

L'irruption du débit déversé sur le seuil à l'aval de l'ouvrage doit être contrôlée pour que l'énergie soit dissipée sans mettre en danger les enjeux environnants, ni non plus menacer la digue elle-même en érodant son pied de talus.

La conception du déversoir doit ainsi intégrer une phase de dimensionnement de la fosse de dissipation (longueur, largeur, profondeur). Le ressaut hydraulique doit en effet ni s'étendre au-delà du bassin afin de ne pas déchausser l'ouvrage ni être repoussé vers le talus pour qu'il n'érode pas le talus aval.

Ces calculs ont également été réalisés conformément à la notice sur les déversoirs du CETMEF [3].

Les bajoyers

La hauteur des bajoyers est un point qu'il convient de ne pas négliger. En effet, si la lame d'eau venait à passer au dessus de ceux-ci, une érosion régressive pourrait conduire à une rupture du parement aval en un laps de temps très bref. En effet, une fois l'érosion amorcée, l'eau peut également pénétrer sous le bajoyer, accélérant ainsi le processus d'érosion.

Sur la base des calculs de lame d'eau effectués en crête, sur le talus et au droit du bassin de dissipation, il a été retenu une revanche systématique, minimale de 50 cm



FIGURE 11 : EXEMPLE DE BAJOYER – ÉCHANCRURE DU DÉVERSOIR DE LUNEL

La poutre sommitale

Fonction

Le but de la poutre sommitale est de régler finement le seuil de déversement. En effet, en l'absence de celle-ci, l'arase supérieure du talus serait irrégulière et les débits déversés pas nécessairement en conformité avec les objectifs d'évacuation par zone. Elle a également pour fonction d'assurer une coupure étanche des enrochements et/ou matelas perméables formant la crête.

Conception vis-à-vis de l'étanchéité

Lors de la conception de la poutre sommitale, il convient de prévoir une profondeur d'ancrage suffisante pour se prémunir du risque d'écoulement sous celle-ci qui pourrait remettre en cause sa pérennité.

Afin de retenir une profondeur sécuritaire, il peut être appliqué un contrôle des gradients selon la formule de Lane :

$$i = \frac{dH}{2 \times Lv + \frac{Lh}{3}}$$

Equation 1 : formule de Lane

L'étanchéité sera donc d'autant plus efficace que :
- La poutre sommitale sera positionnée du côté amont de la crête (augmentation de Lh)
- La poutre sommitale sera fondée profondément dans le talus (augmentation de Lv)
- Le niveau d'eau en amont est bas (diminution de dH)



FIGURE 12 : CONTINUITÉ DE LA POUTRE SOMMITALE AU DROIT DE L'ÉCHANCRURE - LUNEL

Retour d'expérience de travaux sur les berges du Vidourle – le déversoir en matelas gabions de Lunel

Dans le cadre de ses travaux de sécurisation des berges du Vidourle, plusieurs zones déversantes ont été réalisées et/ou pérennisées. Ces travaux ont permis de mettre en évidence certains points qui nécessitent d'être pris en considération d'une part dans la cadre des études de conception et d'autre part au cours de la réalisation.

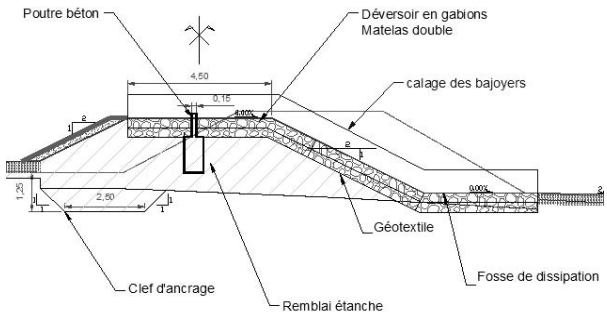


FIGURE 13 : COUPE TYPE DU DÉVERSOIR

Le déversoir en matelas gabions de Lunel

Dans le cadre du projet de confortement et rehausse des digues ISP (Intéressant la sécurité Publique) de Lunel, afin de ne pas léser la rive gauche, il a été décidé de maintenir les surverses susceptibles de se produire en rive droite. Ces surverses se produisaient dans la partie amont sur environ 300 m en aval immédiat du canal BRL pour un débit de l'ordre de celui de la crue de 2002 (environ 2400 m^3/s). Dans ce secteur, il n'a donc pas été prévu de rehausser la digue mais de la renforcer afin qu'elle puisse supporter sans dommage un éventuel déversement. Il est précisé que le secteur présentait une situation géographique avantageuse pour assurer cette fonction :
- les terrains à l'aval sont constitués de terrains agricoles éloignés de la ville,
- ce secteur est situé à l'extrémité amont du tronçon classé ISP et, en cas de crue extrême, la surverse permet de soulager l'ensemble du linéaire.

Il a ainsi été réalisé :
- un renforcement au déversement sans modification de la cote de crête ;
- une échancrure afin de pouvoir compenser la fermeture du déversoir de Lunel (ouvrage existant mais en mauvais état et ayant déjà vécu des brèches).

Une double épaisseur de matelas Réno

Il est précisé que pour se prémunir du risque de dégradation (dans le temps ou par malveillance) des cages, il a été mis en œuvre des doubles épaisseurs.



FIGURE 14 : EXEMPLE DE PROTECTION DE TALUS PAR DOUBLE ÉPAISSEUR DE MATELAS DE GABIONS - LUNEL

La poutre sommitale

Comme précisé ci-dessus, l'une des contraintes principales de ces travaux de confortement était la conservation de la côte de déversement initiale. Le calage du déversoir a donc été réalisé par le biais d'une poutre de crête en béton armé.

Concernant la réalisation de cet ouvrage, les travaux ont mis en évidence les points suivants :



FIGURE 15 : CONTINUITÉ DE LA POUTRE SOMMITALE AU-DELÀ DU BAJOYER EN GABIONS (EN COURS DE RÉALISATION) – LUNEL

La poutre doit être réalisée en deux phases. La première permettant d'assurer l'étanchéité de l'ouvrage doit être réalisée en béton coulé pleine fouille. Pour la deuxième, deux méthodologies peuvent être adoptées :

- si la poutre est réalisée préalablement à la mise en œuvre des matelas ou gabions, une attention particulière doit être portée sur le calepinage. En effet, les matelas étant posés du pied vers la crête, des écarts peuvent être constatés lors de la jonction. Ces écarts ne doivent pas permettre l'érosion de l'ouvrage en retrait immédiat de la poutre.
- si la poutre est réalisée postérieurement à la mise en œuvre des matelas, le recours à des coffrages rigides est à exclure car induit un écart. Le recours à des coffrages perdus, souples, en lattis métallique, peut s'avérer judicieux.

Les matelas et gabions sont des ouvrages souples susceptibles de suivre les évolutions de l'ouvrage avec le temps. Cet aspect qui présente un intérêt non négligeable peut induire une évolution des écarts avec la poutre en crête. Pour se prémunir de ce phénomène, il peut s'avérer judicieux de spiter les matelas et/ou gabions à la poutre.

Un autre point nécessitant d'être pris en compte dans le cadre de la conception et de la réalisation concerne les extrémités latérales de la poutre. En effet, dans le cadre des travaux, compte tenu de la nature perméable des bajoyers en gabions, il s'est avéré nécessaire d'une part, d'assurer la continuité de la poutre au travers de ceux-ci et d'autre part de vérifier une pénétration suffisante dans le remblai pour se prémunir du risque de contournement pouvant induire des phénomènes d'érosion interne.

Conclusion

Au regard du contexte global d'aménagement, le maître d'ouvrage a pris le parti de lancer des travaux de confortement de zones de déversement ainsi que la création de déversoirs. La conception de ces ouvrages a nécessité l'emploi de techniques variées permettant de s'adapter aux contraintes spécifiques de chaque site. Outre les exigences fines de dimensionnement, ces ouvrages permettent d'avoir un retour d'expérience sur les contraintes de réalisation de chaque technique, qui doivent être appréhendées dès la phase Conception afin de ne pas remettre en question la pérennité de l'ouvrage.

Références

[1] P.Mériaux, P.Royet et C.Folton ©Cemagref Edition 2004. *Surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations.Guide pratique à l'usage des propriétaires et des gestionnaires.*

[2] Lachat, B. 1994, rééd. 1999. Guide de protection des berges de cours d'eau en techniques végétales (en collaboration avec Ph. Adam, P.-A. Frossard, R. Marcaud). Ministère de l'Environnement. Paris. DIREN Rhône-Alpes. 143 p.

[3] CETMEF 2005. Notice sur les déversoirs. Synthèse des lois d'écoulement au droit des seuils et déversoirs

Restauration des berges et digues de l'Estey d'Eyrans au moyen du traitement à la chaux : une solution performante et respectueuse de l'environnement

Restoration of the Estey d'Eyrans river banks and dikes through the lime treatment: an efficient and environmentaly friendly solution

E. Norena[1], T. Dinger[2], P. Bienvenu[3], G. Herrier[4]

[1] Communauté de Communes de Montesquieu, Marillac, technicien-riviere@cc-montesquieu.fr
[2] Dinger Environnement, Muret, thierry.dinger@wanadoo.fr
[3] Lhoist France Ouest, Sauveterre-la-Lémance, philippe.bienvenu@lhoist.com
[4] Lhoist Recherche et Développement, Nivelles (Belgique), gontran.herrier@lhoist.com

Résumé

L'Estay d'Eyrans est un affluent de la Garonne dont les berges-digues, soumises aux phénomènes d'inondations fluviomaritimes, ont souffert d'importants dysfonctionnements (érosion, effondrements à deux endroits).
L'ouvrage est sous la responsabilité de la Communauté de Communes de Montesquieu (CCM), qui a entrepris de réhabiliter les berges et digues en suivant la réglementation du P.P.R.I (Plan de Prévention du Risque Inondation), tout en respectant la loi sur l'eau.
L'accessibilité difficile au chantier constitué en partie de terrains inondés, l'impossibilité d'amener des matériaux d'apport, a conduit l'entreprise titulaire à proposer au maître d'ouvrage une solution basée sur le réemploi des matériaux du site après traitement à la chaux.

La solution constructive se devait de respecter les critères suivants :
- s'adapter parfaitement dans un environnement naturel
- répondre aux critères de développement durable : faible impact sur l'environnement, le sol, l'eau et l'air ; respect des cahiers de charges, coûts de réalisation et d'entretien acceptables
- présenter les performances requises et présenter le caractère pérenne face aux conditions climatiques
- supporter les immersions et clapotis.

La communication vise à présenter l'exécution des travaux effectués sur les matériaux, jugés en première instance trop humides, trop plastiques et dès lors inaptes ; les étapes de traitement à la chaux et de mise en œuvre seront évoquées. Seront présentés également les aspects d'intégration des berges de l'Estey d'Eyrans ainsi restaurées à l'aide du traitement des sols à la chaux : revégétalisation, voisinage immédiat des parcelles mitoyennes classées zone Natura 2000.

Abstract

The Estay Eyrans is a tributary of the Garonne River whose banks, subjected to sea-river flood events, suffered major malfunctions (erosion, landslides in two places).
This structure is under the responsibility of the Communauté de Communes de Montesquieu (CCM), which has undertaken to rehabilitate the banks and dikes following the PPRI regulations (Prevention Plan Flood Risk), while respecting the water law.
The difficult access to the site formed part of flooded lands, tu impossibility to bring substitution materials, has led the contractor to propose to the owner a solution based on the reuse of materials from the site after treatment with lime.

Constructive solution had to meet the following criteria :
- fit perfectly in the natural environment
- meet sustainable development criteria: low impact on the environment, soil, water and air; compliance with the specifications, acceptable implementation and maintenance costs
- provide the required performance and present the permanent character to face climatic conditions
- support immersion and lapping

The aim of this paper is to present the performance of work done on materials, judged in the first instance too wet, too plastic and therefore unfit; stages of treatment with lime and implementation will be discussed. The aspects of integration

the renovated banks of Estey d'Eyrans: revegetation, adjacent fields classified as Natura 2000 areas.

Introduction

Problématique générale
L'Estay d'Eyrans est un affluent de la Garonne (un Este), dont le bassin versant draine essentiellement le bocage humide sur les communes de Saint Médard d'Eyrans et Isle Saint Georges. Ses berges-digues, soumises aux phénomènes d'inondations fluviomaritimes, ont souffert d'importants dysfonctionnements, notamment des encoches d'érosion, ainsi que des effondrements à deux endroits.

La restauration des berges et digues de l'Estay d'Eyrans a plusieurs objectifs :
- contribuer à la réhabilitation, la préservation de la qualité du milieu aquatique et de la diversité de ses habitats aquatiques et terrestres afin de réduire les perturbations qui les affectent, voire de les compenser de manière durable ;
- assurer le renouvellement de la ripisylve autochtone à l'égard de l'ensemble des fonctions qu'elle doit remplir : stabilité des berges, diversité biologique, filtration biologique des intrants culturaux, ombrage, aspect paysage, brise-vent, etc.
- préserver la capacité d'écoulement des eaux, via une stabilisation durable des berges sur les sites fragilisés par les marées, les désordres hydrauliques ou les habitats des animaux.

Acteurs
L'ouvrage est sous la responsabilité de la *Communauté de Communes de Montesquieu*. C'est un établissement public de coopération intercommunale (EPCI) qui à vu le jour le 1er janvier 2002. Il regroupe les 13 communes du canton de La Brède au sud de l'agglomération bordelaise en Gironde. Elle rassemble un certain nombre de compétences qu'elle a choisi, pour l'aménagement d'un territoire de 33 000 hectares regroupant 37 000 habitants (Figure 1).
Dans ses statuts sont notamment citées les compétences suivantes :
- gestion des bassins versants des cours d'eau communautaires : assurer et promouvoir toutes les actions nécessaires à la conservation quantitative et qualitative, à l'amélioration et à la meilleure utilisation du patrimoine hydraulique (ressource en eau, milieux aquatiques et humides, ouvrages).
- entretien et mise en valeur des bords de Garonne.

La Communauté de Communes de Montesquieu s'est trouvée confrontée à la nécessité de remettre en état les berges et les rives de l'Estey d'Eyrans, suivant la réglementation du P.P.R.I. (Plan de Prévention du Risque Inondation) local en vigueur, tout en respectant la loi sur l'eau.

L'exécution des travaux a été confiée à l'entreprise paysagiste *Dinger Environnement*, le planning des travaux s'établissant sur 5 mois, de février à juin 2011.

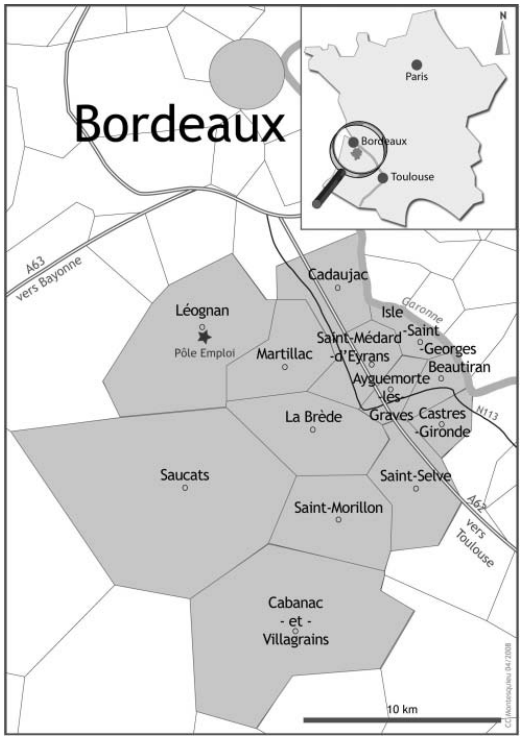


FIGURE 1: SITUATION DE LA COMMUNAUTÉ DE COMMUNES DE MONTESQUIEU.

Etat des lieux et solution constructive initiale

Situation hydraulique et morphologique de la Garonne sur le territoire de la CCM, cas de l'Estey d'Eyrans
Le canton de La Brède borde en rive Gauche la Garonne sur un linéaire de 16 kilomètres. Les activités d'extraction de granulat qui se sont déroulées au cours du XXème siècle sur la rivière, ainsi que la transgression océanique contemporaine, ont fortement contribué à la déstabilisation des berges de la Garonne. Le lit de la rivière marque une incision forte, ce qui entraine un recul des berges. C'est ainsi que les digues érigées dans les années '60 à '70 se voient aujourd'hui menacées d'érosion et submersion. C'est le cas de l'Estay d'Eyrans, équipé à son embouchure d'une porte à flots située à 250 m de la Garonne, dont il est un affluent. Cet ouvrage, érigé au début des années '70, ainsi que les berges, ont présenté d'importants dommages dus à l'érosion des talus, qui trouvent leur origine dans les phénomènes de marées à forts coefficients (110 en période d'équinoxe) et de crues de la Garonne : les sols saturés en eau subissent des phénomènes de glissement de la zone de risberme vers l'Estey. Une vue d'ensemble de l'état des berges est illustrée à la Figure 2.

Des départs de matériaux (effondrements) ont été recensés à deux endroits précis (Figure 3), menaçant la protection des champs voisins et les habitations des riverains.



FIGURE 2: VUE D'ENSEMBLE DES RIVES DE L'ESTEY D'EYRANS AVANT TRAVAUX



FIGURE 3: EFFONDREMENT RECENSÉ SUR LA DIGUE A PROXIMITE DE L'EMBOUCHURE.

Ces phénomènes ont engendré des encoches d'érosion sur la zone de risberme. Le placement de pieux jointifs a été effectué au cours des années '90, à l'instar des opérations initiales de stabilisation de la risberme (années '70, époque de construction de la porte à flots). Cependant, mal ancrés, certains pieux ont perdu leur verticalité, et la structure a à nouveau subi l'engouffrement de l'eau lors des marées successives, et de nouveaux désordres. Une autre conséquence de ce déséquilibre est l'accumulation de vase dans les parties affaissées ou érodées, ce qui tend à amplifier l'asphyxie du sol ; la végétation, qu'elle soit hélophyte ou ligneuse, rencontre des difficultés à s'installer sur les zones érodées. C'est pourquoi il a été est prévu de restituer un profil d'équilibre de la zone de risberme, à la fois pour protéger les digues et la porte à flots. Le pied de talus de la digue devra également faire l'objet d'une reprise. Le profil en travers schématique de la digue avec sa risberme est illustré à la Figure 4.

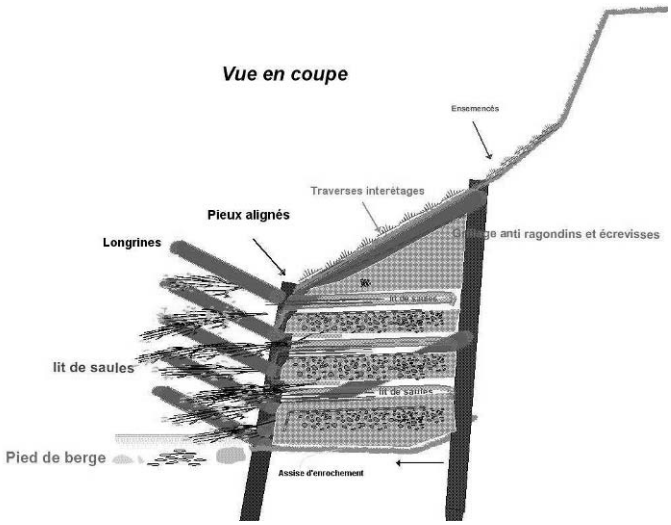


FIGURE 4: SCHÉMA DE PRINCIPE DE LA DIGUE ET DE SA RISBERME.

Solution constructive initiale

La restauration de l'Estey d'Eyrans concerne la zone de risberme sur la commune d'Isle Saint Georges. Cette situation spécifique induit la prise en compte de plusieurs paramètres : La position, la nature et la pente de la risberme, la nature de la risberme ; Les contraintes hydrauliques et l'environnement immédiat.

La solution retenue se devait de répondre aux critères imposés selon cette liste :
- s'adapter parfaitement dans un environnement naturel
- répondre aux critères de développement durable : faible impact sur l'environnement, le sol, l'eau et l'air ;
- répondre aux des cahiers de charges, aux exigences portant sur des coûts de réalisation et d'entretien acceptables ;
- présenter les performances requises et présenter le caractère pérenne face aux conditions climatiques ;
- supporter les immersions et clapotis.

Il n'y a pas d'objectif de perméabilité renseigné dans le CCTP.
L'identification du sol renseigne les caractéristiques suivantes :
Passants < 80 µm : 98,1 % ; w_P = 25 % ; w_L = 51 % ; I_P = 26.
Classification : $A3_{th}$ (w_n= 56,5 %)/
Ce matériau, à faible teneur en matières organiques, possède une teneur en eau naturelle supérieure à la limite de liquidité, ce qui a priori ne permet pas son réemploi. Dès lors, le

CCTP initial a prévu la pose de matériaux de substitution après purge. Cependant, l'inaccessibilité du chantier aux matériaux extérieurs en raison de l'inondation des terrains a conduit l'entreprise titulaire à proposer le réemploi des matériaux du site après diminution de l'humidité.



FIGURE 5: VISUALISATION DE L'EFFONDREMENT DE L'OUVRAGE ET DE LA PRESENCE DES PIEUX D'ORIGINE A LA BASE DU TALUS DE RISBERME.

Une première opération à consister à retirer les pieux présents depuis la création de l'ouvrage (Figure 5). Ensuite, de nouveaux pieux de 8 m de longueur et 40 cm de section, en robinier et châtaignier, ont été enfoncés à la cloche de battage. Compte tenu de la teneur en eau très élevée des matériaux de la risberme et de la digue, ceux-ci ont été repris, aérés et drainés avant une remise en place pour la reconstruction de la risberme. Cependant, la médiocre tenue à l'eau des sols a été rapidement constatée, la succession des marées et les conditions climatiques ayant déstabilisé l'embryon d'ouvrage en cours d'installation. Cet échec a amené l'entreprise à proposer au Maître d'Ouvrage (CCM) une solution alternative pouvant garantir la stabilité de la risberme et de la digue, et rencontrant les exigences citées plus haut, notamment en termes environnementaux.

Solution appliquée : le traitement à la chaux

La solution envisagée est un traitement à la chaux en utilisant les moyens et équipements disponibles sur le chantier. La chaux utilisée est une Proviacal DD, chaux vive calcique CL-90 Q conforme à la norme EN 459-1. La méthodologie a été dictée par les contraintes et impératifs suivants :

- la nécessité d'agir rapidement, compte tenu des retards pris par rapport au planning initial des travaux,
- la réutilisation des matériaux locaux, la fourniture de matériaux de substitution extérieurs au site étant rendue impossible par l'interdiction du trafic de poids lourds. En effet, le risque était réel, par ce type de convoi, de détruire non seulement les infrastructures routières locales d'accès au site, mais surtout les parcelles mitoyennes classées en Zone Natura 2000 (bocages humides de Cadaujac et Saint Médard d'Eyrans) ;
- enfin, cette orientation technique avait également pour but de réduire les coûts globaux des travaux.

La séquence de méthodologie de traitement des matériaux s'est établie comme suit : les matériaux ont à nouveau fait l'objet d'une reprise, d'un dépôt temporaire sur la parcelle mitoyenne et d'une aération préalable au traitement. Un mélange avec 4 % de chaux vive a été réalisé, de manière artisanale, au moyen de godet de pelleteuse, et ce durant plusieurs minutes. A l'issue de cette opération, le matériau traité est laissé en maturation pendant quelques heures. L'impact net du traitement sur la plasticité du matériau et sa maniabilité a été constaté. Le matériau a ensuite été remis en place et compacté en plusieurs couches, de manière artisanale à l'aide de la pelleteuse à chenilles de 24 tonnes. La finition de surface du talus à quant à elle a été réalisée à l'aide du godet de terrassement.

Les photographies de la Figure 6 illustrent une comparaison de l'état initial d'un emplacement ayant subi un effondrement, à son aspect immédiatement après la rénovation à l'aide du sol traité à la chaux. La combinaison de la protection mécanique du « tunage » végétalisé et du traitement des sols par la chaux avant réemploi a permis d'assurer la stabilité des ouvrages.

Le gain de cohésion et de tenue à l'eau de la digue et du talus de risberme, ainsi que l'insensibilité de l'ouvrage aux conditions climatiques et aux phénomènes de marée depuis l'été 2011, sont des éléments qui permettent de considérer la solution comme pertinente pour la réhabilitation des berges-digues de l'Estey d'Eyrans.

Au point de vue de la revégétalisation, la première année postérieure aux travaux a vu une absence globale de colonisation végétale de la digue et très faible de la risberme. Après une nouvelle ensemencée à l'automne 2011 (graminées de type Ray Grass, fétuques,…), et des précipitations plus abondantes, la digue est aujourd'hui colonisée par une épaisse couverture végétale et s'intègre parfaitement dans son environnement direct (Figure 7) ; la zone traité à la chaux ne se différencie plus visuellement des autres zones.

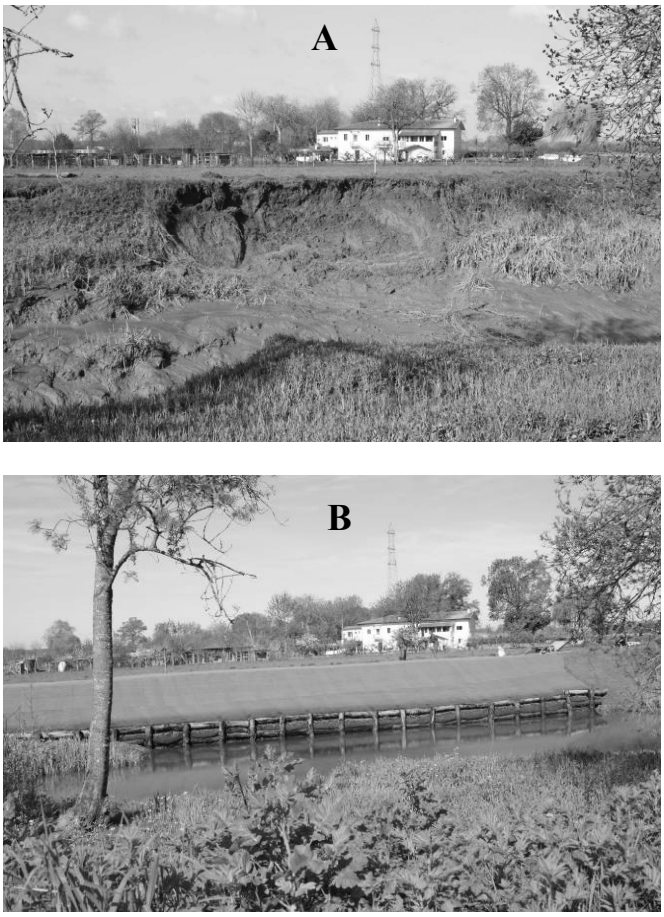


FIGURE 6: A : ZONE ENDOMMAGÉE AVANT TRAVAUX ; B : IMMEDIATEMENT APRÈS RENOVATION VIA REMISE EN PLACE DU SOL TRAITE À LA CHAUX.



FIGURE 7: OUVRAGE RENOVÉ À L'AIDE DU TRAITEMENT A LA CHAUX ET REVEGETALISE APRES 1 AN (ÉTÉ 2012)

Conclusion

La rénovation des digues et berges de l'Estey d'Eyrans, un affluent de la Garonne, s'est avéré être un chantier problématique de par sa situation, la difficulté d'accès, et le contexte d'exposition de l'ouvrage aux marées. La nécessité de respecter certains impératifs, à la fois quant à la stabilité de l'ouvrage, sa tenue à l'eau et le respect de l'environnement, ont amené l'entreprise à proposer la solution du traitement à la chaux pour la réutilisation des matériaux du site.

Les limons argileux très humides ont ainsi fait l'objet d'une reprise et d'un traitement à 4 % de chaux vive, au moyen d'un malaxage artisanal à l'aide d'un godet de pelle. Le matériau, amélioré grâce au traitement (plasticité réduite et maniabilité accrue), a été remis en place et compacté artisanalement. L'ouvrage ainsi rénové montre une stabilité face aux conditions météorologiques et aux agressions des marées. L'intérêt paysager est aussi mis en évidence par l'intégration des zones traitées dans leur environnement, la végétation ayant recolonisé le site.

La pertinence de la solution du traitement a pu être démontrée via ce chantier de rénovation d'ouvrage hydraulique en terre. L'utilisation de la chaux a montré son efficacité non seulement d'un point de vue de la stabilisation des berges-digues, même en opérant dans des conditions de réalisation artisanales, mais aussi dans un contexte environnemental délicat (parcelles soumises aux inondations et zones avoisinantes classées Natura 2000).

Les renforcements de digues en Loire moyenne, mise en perspective des techniques et expérimentation

Reinforcements of middle Loire levees, put in perspective of techniques and experimentation

Sébastien Patouillard[1], Nicolas Auger[1], Jean Maurin[1]

[1]DREAL Centre, 5 avenue Buffon, BP 6407 45064 Orléans cedex 2, France
prenom.nom@developpement-durable.gouv.fr

Résumé

La Loire moyenne compte environ 600 km de levées délimitant une quarantaine de zones protégées constituant les « vals ». La forme actuelle des levées et leurs structures hétérogènes sont le résultat d'une série de rehaussements et de reconstructions successifs réalisés après les crues qui ont marqué l'histoire des bords de Loire.

Dans la seconde moitié du XXe siècle, les levées ont été renforcées sur une grande partie de leur longueur dans les parties rurales ou périurbaines des vals protégés par épaississement et mise en œuvre de drains.

Dans le cadre du plan Loire, des massifs en enrochement ont été réalisés au niveau de certains pieds de levées pour protéger les fondations mises à découvert par l'enfoncement du lit du fleuve. Sur certains secteurs, des écrans étanches en corps de digue ont également été mis en place suivant plusieurs techniques (rideau de palplanches, paroi moulée, paroi mince). Ces techniques de renforcement ne sont pas toujours adaptées pour corriger les défauts de structure et d'étanchéité sur ces grands ouvrages.

Dans ce contexte la DREAL Centre a lancé un programme de réparations ponctuelles d'étanchéité de la levée d'Orléans par différentes techniques de mélanges en place, accompagné d'un suivi expérimental auquel sont associés plusieurs partenaires (CETE Normandie Centre, IFSTTAR, Irstea, Brgm).

L'évaluation de ces techniques (pérennité, rendement, contraintes de mise en œuvre et moyens de contrôle) devrait permettre de proposer des solutions moins coûteuses et plus adaptées dans le cadre des travaux de fiabilisation des levées de la Loire moyenne.

Abstract

Nowadays, approximately 600 km of levees are protecting Loire river flood plains. Their structure, very heterogeneous is the legacy of successive constructions stage along almost one millennium.

During the second half of XXth century, most of these levees were reinforced by widening and drain building in rural or in small city areas of protected flood plains.

After that, "Loire at nature scale" plan allowed to proceed with reinforcements using rip rap to protect levees toes in contact with Loire River from erosion. It also allowed to prevent internal erosion of some sections where widening has not been carried out by the implementation of waterproof screens such as sheet piles. These methods, even if they are well known have structural and hydraulic drawbacks.

That is the reason why DREAL Centre and its partners (CETE Normandie Centre, IFSTTAR, Irstea and Brgm, DDT45) have considered using alternative methods of soil mixing. A project aiming at reinforcing transition zones of Orleans floodplain with such techniques has begun in 2012.

The following parameters have been studied in the course of this project (life expectancy, efficiency, constraints during construction and control procedures)
Such feedback will enable DREAL Centre to conceive costless and well suited solutions to Loire levee design challenges.

Introduction

Les levées de la Loire sont des ouvrages très anciens puisque les premières références historiques remontent au VIIIe siècle (ordonnance de Charlemagne de 779). Elles ont été initialement construites pour l'assèchement des marais, puis ont permis le développement de l'agriculture et enfin et très récemment (XIX-XXe siècle) ont pris le statut de digue de protection contre les inondations. [1]

La Loire moyenne compte environ 600 km de digues délimitant une quarantaine de zones protégées constituant les « vals ». La forme actuelle de la levée et sa structure hétérogène sont le résultat d'une série de rehaussements et de

reconstructions successifs réalisés après les crues qui ont marqué l'histoire des bords de Loire.

Le tracé du système d'endiguement actuel, héritier des phases de constructions successives est désormais fixé ; compte tenu des enjeux protégés, la modification de l'emplacement du système d'endiguement ne pourrait être envisagée qu'à long terme, en agissant de concert sur les enjeux protégés dans le val. Dans l'immédiat, il a donc été choisi de renforcer les digues, l'objectif étant d'assurer leur intégrité jusqu'au niveau de la surverse.

1. Les renforcements par élargissement de la digue

Dans la seconde moitié du XXe siècle, les levées ont principalement été renforcées suivant deux techniques d'élargissement utilisées alternativement en fonction des emprises disponibles [2]:

Côté val, par l'apport d'un matériau plus perméable que le corps de digue et la réalisation d'un drain-filtre en partie basse

Côté Loire, par l'apport d'un matériau imperméable (argiles)

2. Les techniques de renforcement réalisées dans le cadre du plan Loire

A. Les différents types de renforcements

Depuis 1994, le Plan Loire Grandeur Nature a permis de poursuivre les travaux de renforcement des levées afin de prévenir le risque de rupture. Compte tenu de la structure hétérogène et de l'état des ouvrages, ces ruptures pourraient intervenir avant la surverse de la digue, principalement en raison des aléas suivants :

- érosion interne due à l'écoulement de l'eau à travers la levée, l'affouillement des fondations,
- effondrement de karsts sous-jacents,
- glissement des talus.

Par ailleurs, une partie du linéaire de digue étant en contact avec le lit mineur de la Loire, il est soumis à l'érosion externe du fleuve, y compris hors période de crue [3].

Les travaux prioritaires qui visent à renforcer une digue sont actuellement les suivants :

- le renforcement des pieds de levées face aux risques d'érosion externe et d'affouillement des fondations ;
- le renforcement du corps de digue face aux risques d'érosion interne, de glissement des talus et de lutte contre les animaux fouisseurs ;
- le renforcement des digues et de leurs fondations face aux risques de karsts ;
- la suppression de la végétation arborescente sur les levées.

B. Les renforcements de pied de levées

Le renforcement de pieds de levées en contact avec la Loire répond à une préoccupation récente. En effet, l'enfoncement du lit de la Loire, qui s'est accentué dans la deuxième moitié du XXe siècle avec l'exploitation massive des granulats du fleuve, a contribué à relever et découvrir les fondations des levées.

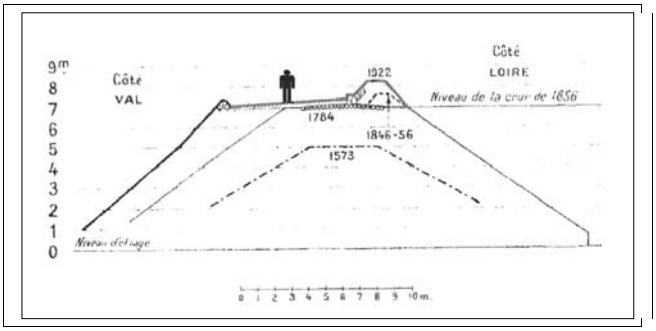


FIGURE 1: EXEMPLE, D'ÉVOLUTION DU XVI^{ÈME} SIÈCLE AU DÉBUT DU XX^{ÈME} SIÈCLE D'UN PROFIL DE LEVÉE DE LOIRE (DION-1934)

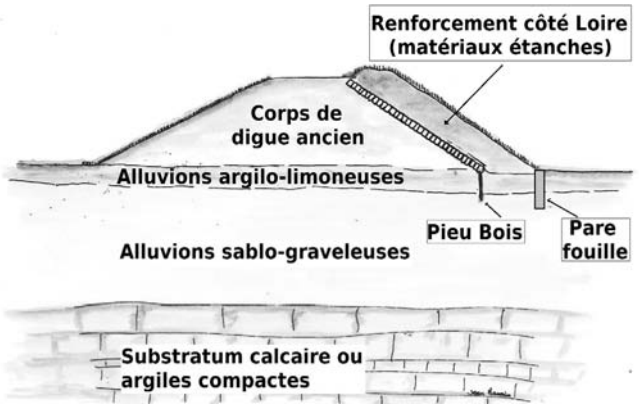


FIGURE 2 : EXEMPLE DE RENFORCEMENT DU CORPS DE DIGUES PAR ÉPAISSISSEMENT DE LA LEVÉE CÔTÉ LOIRE

Ce type de renforcement est constitué d'enrochements qui sont mis en œuvre au pied de l'ouvrage au niveau du contact avec le lit mineur. Les enrochements constituent également une piste permettant l'entretien ultérieur du talus côté Loire. Les enrochements présentent une blocomètrie continue afin d'éviter l'emport des matériaux sous-jacents. Suivant les cas, un géotextile filtrant peut être également placé sous le massif en enrochements. [4]

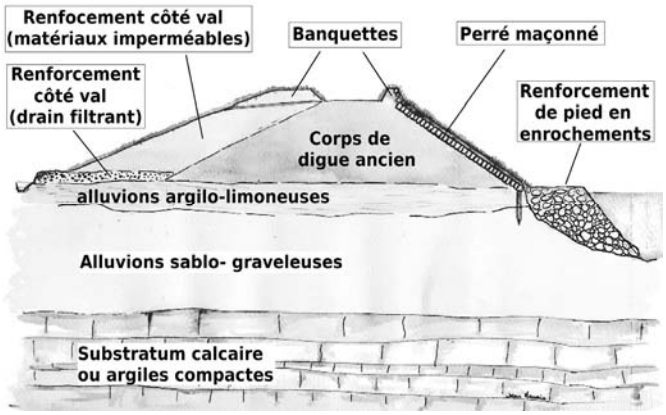


FIGURE 3 : EXEMPLE DE RENFORCEMENT PAR ÉPAISSISSEMENT DE LA LEVÉE CÔTÉ VAL COMPLÉTÉ PAR UN MASSIF EN ENROCHEMENTS EN PIED CÔTÉ LOIRE.



FIGURE 4 : MISE EN PLACE D'UNE PROTECTION DE PIED DE LEVÉE PAR ENROCHEMENT EN 2011

Dans le cadre des renforcements des digues de Loire, les techniques de confortement végétal sont plutôt réservées au confortement des berges. En effet, la présence de végétation ligneuse est exclue sur les digues, notamment du fait de l'accroissement du risque d'érosion interne dû au système racinaire [5].

C. Les renforcements en corps de digue par écran étanche

Sur certaines sections, les renforcements par épaississement de la digue pour lutter contre l'érosion interne ne sont pas toujours réalisables. Dans ce type de configuration, des écrans étanches dans le corps de digue ont été réalisés [4].

L'autre technique éprouvée est la « paroi moulée ». Elle consiste à remplir une tranchée réalisée dans la levée à l'aide d'un matériau à base de liant hydraulique. Une alternative parfois employée est la « paroi mince ». Celle-ci est réalisée par fonçage d'un profilé suivi de l'injection d'un coulis.

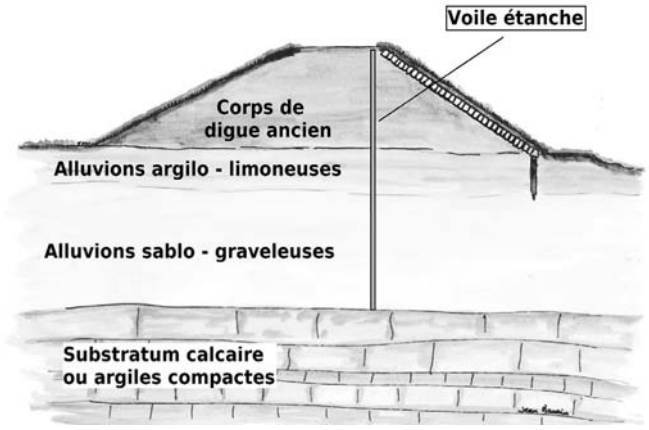


FIGURE 5 : RENFORCEMENT EN CORPS DE DIGUE PAR ÉCRAN ÉTANCHE



FIGURE 6 : RENFORCEMENT PAR MISE EN ŒUVRE DE PALPLANCHES VIBRO-FONCÉES À ST PÈRE-SUR-LOIRE EN 2011

Ces écrans sont le plus souvent constitués d'un rideau de palplanches enfoncé dans le corps de digues par battage, vérinage ou vibro-fonçage.

3. Limites des techniques classiques de renforcement en corps de digue

Les techniques présentées ci-dessus ont plusieurs inconvénients :

- Elles modifient le fonctionnement structurel de la digue, alors même qu'on cherche à maintenir la continuité du matériau dans le corps de digue afin de limiter les effets

d'interface susceptibles de créer un chemin préférentiel pour l'eau ;

- Leur coût est assez élevé (à partir de 1500 € HT/ml pour des palplanches battues ou une paroi mince et jusqu'à plus de 3000 € HT/ml pour des palplanches verinées) et la vitesse d'exécution est de quelques mètres par jour ;
- Pour ce qui est des palplanches, les variations d'enfoncement, inévitables dans un terrain hétérogène, peuvent avoir pour effet de concentrer les écoulements et par conséquent de favoriser l'apparition de renard hydraulique. De plus, le fonçage des palplanches peut créer une discontinuité propice aux écoulements à l'interface palplanche/ sol en place ;
- Leurs contraintes en termes de bruit, de vibrations, d'emprise des engins de travaux et de surface de stockage peuvent les rendre inadaptées sur certains sites, en particulier à proximité d'habitations ou de voies circulées.



FIGURE 7 : RENFORCEMENT PAR MISE EN ŒUVRE D'UNE PAROI MOULÉE (VOILE BENTONITE/CIMENT) À LIMERAY EN 2010

4. Les techniques de mélange en place

Dans la perspective de limiter les effets liés à la création d'interfaces en corps de digue (modification du fonctionnement structurel de l'ouvrage, variation de perméabilité), les techniques de mélange en place peuvent constituer des alternatives intéressantes. Ces techniques consistent en un mélange des matériaux constitutifs de la levée avec un liant (en général bentonite ciment) afin d'en modifier les caractéristiques (ici la perméabilité). Le mélange est assuré par un outil permettant d'atteindre la profondeur désirée. L'utilisation du mélange en place présente notamment l'avantage de générer une interface continue entre le renforcement et l'ouvrage lui-même et donc de limiter les effets liés à la présence d'une interface.

Parmi les techniques de mélange en place, plusieurs ont été identifiées comme ayant des caractéristiques susceptibles de répondre aux problématiques rencontrées sur les digues de Loire (liste non exhaustive) :

- colonnes sécantes,
- tranchées de sols mixés,
- mélange par jet haute pression,
- panneaux sécants.

5. Mise en œuvre de techniques de mélange en place sur le val d'Orléans

Dans le système d'endiguement du val d'Orléans (52 km), certaines sections de faibles longueurs n'ont pas été traitées lors des campagnes de renforcement par rechargement côté val ou côté Loire. Il s'agit de courtes sections où des difficultés particulières n'ont pas permis le rechargement de la levée du fait de la présence d'une maison encastrée, de la voirie ou du contact avec la Loire.

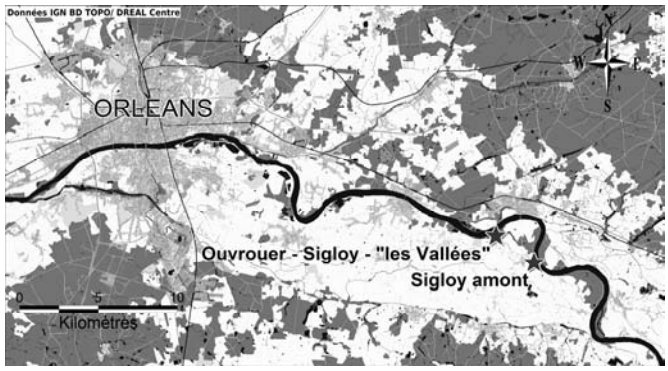


FIGURE 8 : SITES RETENUS SUR LE VAL D'ORLÉANS

Deux chantiers de renforcement de ces zones ont été programmés en 2013 ; ils sont l'occasion de qualifier l'emploi des techniques de tranchées de sol mixé par voie sèche et par voie humide sur les digues de Loire. Le titulaire retenu est l'entreprise Solétanche-Bachy

Ces chantiers permettront de caractériser les techniques retenues vis-à-vis des critères suivants :

- performances
  - imperméabilité,
  - pérennité,
  - cohésion avec les matériaux en place,

- nuisances de mise en œuvre
    - bruit,
    - vibration,
    - emprises et durée de chantier,
    - autres impacts environnementaux (emprise, limitation des déblais),
- rendement
    - coût,
    - durée d'exécution.

Pour une partie de ces paramètres, des gains sont attendus par rapport aux techniques traditionnelles. Un protocole de suivi expérimental a été mis au point afin de mesurer chacun de ces paramètres à l'aide d'essais in situ (essais pénétrométriques, essais d'eau, géophysique, bruit et vibrations, suivi piézométrique de part et d'autre de l'écran …) et en laboratoire (essais de compression, de perméabilité, d'érodabilité à partir d'éprouvettes, de prélèvements de matériaux frais ou de forages)

Conclusion

Les campagnes de travaux successives menées sur les levées de la Loire moyenne ont contribué à réduire le risque de rupture prématurée des ouvrages en section courante. Elles consistent principalement en des travaux d'épaississement de la digue, de protection de pied de levée contre l'érosion externe et de renforcement par écran étanche en corps de digue.

Sur ce dernier type de travaux, des techniques de mélange en place constituant une alternative intéressante à la mise en œuvre de palplanches ou de parois moulées à base de liant hydraulique sont prévues. Afin de confirmer leur adéquation aux besoins, elles ont été mises en œuvre sur des zones de faible extension géographique sur le val d'Orléans, ce qui a permis d'établir le périmètre d'utilisation en prévision de travaux sur des linéaires plus importants et en milieu urbain.

Les études de dangers, dont les résultats sont connus pour les systèmes d'endiguement de classe A, confirment que certains points singuliers tels que les canalisations et les karsts constituent désormais les points faibles de ces systèmes d'endiguement. De nouvelles techniques devront être mises en œuvre pour identifier et traiter ces points faibles de manière durable ou pour prévenir leur apparition.

Par ailleurs des réflexions sur le niveau de protection à garantir pour les zones protégées sont menées dans le cadre des études de val et pourraient conduire à la mise en œuvre de travaux spécifiques.

Remerciements

La mise en œuvre de ce projet a été rendue possible par l'implication du BRGM, de la DDT45, de l'IFSTTAR, de l'IRSTEA et de FUGRO géotechnique ; qu'ils en soient remerciés.

Références

[1] Roger Dion (1934). *val de Loire*, étude de géographie régionale, 2° partie, les levées de la Loire.
[2] Directions départementales de l'équipement (1965-1980). *Travaux de défense contre les crues de la Loire, dossiers de marché.*
[3] Laboratoire Régional de Blois (2006-2007). *Étude générale des pieds de digues domaniales du bassin de la Loire en contact avec le lit mineur*.
[4] AITL - DREAL Centre – DDTM 44 (2000-2012). *Renforcements de pieds de levées et de corps de digues, dossiers d'ouvrages exécutés*.
[5] Mériaux P. Royet P. et Folton C (2004). *surveillance, entretien et diagnostic des digues de protection contre les inondations.*

Mots clés

Digue, levée, travaux, renforcements, Loire, érosion interne, mélange en place

Index

T. Adeline 615
A. Alexis 383
A. Allouche 122
M. Alquier 473
M. Amielh 248
F. Anselmet 248
R. Antoine 353
P. Argentier 605
O. Artières 499
G. Astier 164
P. Audrain 383
N. Auger 706
L. Auriau 335
G. Bambara 122, 324
M.-C. Barbeau 624
D. Barraud 272
M. Barthe 587
B. Beaucamp 353
Y.-L. Beck 507
I. Begic 60
R. Béguin 406, 451
O. Bellier 324
N. Benahmed 219, 324
A. Benamar 443
F. Bendahmane 376, 399
A. Bennabi 443
M. Benoit 113, 420
R. Bénot 91, 228, 233
B. Bérenger 233
N. Bérenger 91, 233, 272
A. Bernard 91, 240
C. Bertrand 587
B. Beullac 122, 158, 288
S. Bidault 13
P. Bienvenu 701
P. Billy 640
L. Bocquier 624
A. Bolève 514
M. Bon 164
I. Boncompain 164
S. Bonelli 308, 572
A. Bonnafé 202
O. Boucher 420
L. Boudjellal 19
A. Boulay 158, 209, 272, 335
L. Boutonnier 650, 658
F. Bouttes 113
B. Bridoux 209
J. Brossard 113
C. Casteigts 122
B. Chalus 549
V. Chaouch 580
H. Chapuis 549
S. Chardès 83, 105
I. Charles 565
G. Charrier 248
P. Chasse 459
B. Chazelle 141
M. Cheetham 141
C. Chevalier 558, 565, 572
F. Clément 598
S. Colautti 150
B. Cortier 632
C. Coulet 277
J.-R. Courivaud 192, 316, 451, 507, 514
N. Crespin 624
D. Criado 361, 367, 464
F. Darve 263
H. Davias 91, 233
A. De Bonviller 66
A. De Kergariou 99
C. Delaunay 122
G. Degoutte 42
J.-C. De Massiac 122
J.-L. Deherripont 141
J.-R. Delisle 113
L. Deroo 298
M. De Beukelaer-Dossche 3
P. De Wolf 3
R. Devaux 541
Y. Deniaud 91, 288
T. Dinger 701
P. Donat 632
V. Droz 598
J. Dugor 184
M. Dumas 414
E. Durand 209, 353, 565
C. Duval 176, 520
M. El Fadili 580
C. Fauchard 353
J.-B. Faure 489, 640
Y.-H. Faure 406, 451, 587
G. Favrel 29
H. Félix 164
P. Ferreira 158
J.-M. Février 13
N. Flouest 91
L. Fontaine 632
L. Fourquet 680
D. François 434
J.F. Frézet 650
M. Froumentin 572
J.-J. Fry 192, 298, 316, 451, 507, 572
R. Gallo 587
S. Gardet 598
J. Garnier 383
P. Gaufrès 240
M. Gaullier 272
J.-P. Gautier 83
J.-C. Gazeau 105
B. Girard 192
C. Girard 489
R. Granjon 345
M. Grenier 150
C. Guidoux 507
J. Guillot 83
N. Guillou 113
N. Hadda 263
I. Haghighi 558
G. Herrier 558, 565, 572, 701
P.-Y. Hicher 219, 256
M. Igigabel 91, 580
O. Jullin 51
T. Karoui 443
X. Kergadallan 113
C. Khouma 141
M. Koscielny 141
S. Lacombe 335
D. Laigle 164
M. Lam 113
V. Lamour 541
V. Lanticq 541
R. Lapierre 687, 694
C. Laroche 473
T. D. Le 541
V. D. Le 383
G. Le Banner 113
P. Ledoux 176
M. Lino 680
M. Luck 113, 420
O. Malassingne 228
P. Mallet 113
T. Mallet 42, 83, 202, 615, 640
O. Manin 150, 481, 650, 658
N.-F. Mar 113
S. Marmu 335
D. Marot 376, 383, 391, 399
A.-L. Martin 202

D. MARTINEZ 184
B. MARY 429
A. MASSON 481, 489
G. MATTAROLO 113
J. MAURIN 158, 209, 272, 335, 706
J.-M. MENON 113
Y. MENSENCAL 277
P. MÉRIAUX 19, 164, 324, 335, 429, 434, 520, 536, 587, 640
A. MICHAUT 99
D. MILLERET 650, 658
F. MINISCLOUX 129
I. MOINS 105
T. MONIER 150, 481
J. MONNET 434
F. MONTARROS 202
G. MOREL 113
D. MORELLATO 51
F. MOUCHEROUD 664
J.-G. MOULIN 202
C. NADIM 520
C. NALIN 66
Y. NÉDÉLEC 91, 598
O. NEWINGER 60
D.T. NGUYEN 113
H.H. NGUYEN 376, 399
T.K. NGUYEN 219
L. NICOLAS 122
M. NICOLAS 219
A. NICOLINI 658
F. NICOT 263
D. NIVON 587
E. NORENA 701
T. OBÉ 29
S. PALMA LOPES 429
A. PAQUIER 248
S. PATOUILLARD 706
P. PEETERS 3
C. PERHERIN 624
J. PERRIER 414
L. PEYRAS 122
P. PHILIPPE 406, 451
A. PICAT 632
C. PICAULT 414, 451
L. PIETRI 248
J.-P. PINCHART 658
S. PINEY 209, 272
M. PINHAS 150, 481, 528, 605
C. PITIÉ 91
A. PLASTRE 672
V. PLATZ 105, 150, 528
R. POHL 288
G. PRÉVOT 113, 240, 420
M. PROVANSAL 640
J. QUATREMARRE 680
Y. QUEFFÉLÉAN 164
G. QUESNEL 632
S. RABASEDA 489
G. RAT 35
P.-L. REGAZZONI 399
I. RENAULT 429
J. REVEL 91, 598
D. RICHARD 164
F. RICHARD 541
D. RIHOUEY 184
F. ROPERT 113
M. ROUGÉ 74, 687
P. ROYET 42, 520
Y. SAIL 391
M. SALLABERRY 184
A. SALMI 74, 640, 680, 687, 694
D. SALMON 129, 176
R. SARRALDE 680
M. SARRAZA 66
J. SCHAGUENE 489
P. SERGENT 113
J.-F. SERRATRICE 361, 367, 464
M. SHARP 288
L. SIBILLE 263, 391
N. SICART 694
J. SIMM 288
J.-L. SIRAC 74
L. SOLIGNAC 473
P. SOULAT 202
A. SOUQUIÈRE 91
E. TENA-DAVILA 184
L. THOREL 383
R. TOURMENT 122, 158, 202, 209, 288, 489
J.-J. TRICHET 113
C. TRMAL 240
H. VAN HEMERT 288
C. VANROYE 459
C. VARON 99
A. VAUTIER-LARREY 19
M. VENNETIER 429, 536
T. VERWAEST 3
G. VEYLON 587
T. VIAL 19
J. VIARRE 481
M. VICARI 672
N. VOYNEAU 113
E. VUILLERMET 687, 694
M. VUILLET 122
M. WALLIS 288
H. WANG 443
C. ZANETTI 429, 536

Au regard du Code de l'environnement, les digues, considérées comme ouvrages hydrauliques, ne doivent pas rompre de façon dangereuse pour les populations. En tant que moyen de prévention du risque d'inondation ou de submersion, les performances et les limites de ces digues doivent être connues avec précision.

Les digues de protection constituent donc une question politique mise en évidence par plusieurs événements récents (Xynthia 2010, la Nouvelle-Orléans 2005, Rhône aval 2003, Gard 2002, Aude 1999).

Cet ouvrage rassemble les contributions présentées lors du 2e colloque national *Digues maritimes et fluviales de protection contre les submersions* (Digues2013), organisé par l'Irstea et Promo-sciences, les 12, 13 et 14 juin 2013 au Centre des Congrès d'Aix-en-Provence, avec le soutien du MEDDE, du CFBR, et de la Région Provence-Alpes-Côte d'Azur.

Il s'adresse aux maîtres d'ouvrages, gestionnaires, concepteurs, constructeurs, enseignants et chercheurs, services de contrôle, organismes financeurs, agissant dans les domaines d'activités liés, directement ou indirectement, à la sûreté des digues maritimes et fluviales.

Hermes Science publications

www.editions.lavoisier.fr

9 782746 245365