

257-473

HAVENBL.
TECHNISCHE D

- 9 MRT 196

Nr

PUBLICATION A.B.E.M.

N° 282

4/16

**ASSOCIATION BELGE
POUR L'ETUDE, L'ESSAI ET L'EMPLOI
DES MATERIAUX**

A. B. E. M.

Association sans but lucratif

**REFLEXIONS SUR LA SECURITE
DES BARRAGES**

par

M. J. VERDEYEN,

Professeur à l'Université Libre de Bruxelles

Ingénieur-Conseil A.I.Br.

Administrateur d'Abelinga

PROCES-VERBAL

de la réunion tenue le 23 mars 1960, à l'Hôtel Ravenstein, à Bruxelles

348^{me} séance de l'A.B.E.M.

1851

PROCES-VERBAL

de la trois cent quarante-huitième séance
DE L'ASSOCIATION BELGE POUR L'ETUDE, L'ESSAI ET L'EMPLOI
DES MATERIAUX

A. S. B. L.

tenue le 23 mars 1960, à l'Hôtel Ravenstein, Bruxelles

La séance est ouverte à 14 h. 30

Présidence : Prof. L. BAES

ORDRE DU JOUR

Communication de

M. J. VERDEYEN,

Professeur à l'Université Libre de Bruxelles

Ingénieur-Conseil A.I.Br.

Administrateur d'Abelinga

sur le sujet :

Réflexions sur la sécurité des barrages

Membres présents :

MM. AFSCHRIFT, BAES L., CANUT, CHARLIER, de BALLU, DE CLERCQ J., DEFAY A., DE KEYSER Ch., DE POORTER L., DE RUDDER, DEWALS, DEWEIRDT F., DURLET, DUTRON R., FOUARGE J., FOUGNIES R., FRIPIAT J., GREINER E., HERBAUX, HOMES G.A., KARTSEFF B., KLUYSKENS Ch., LEJEUNE, LEPAIGE L., LOUVEAUX M., MARECHAL, MOENAERT P., NYS, NUYENS J., PADUART A., PAPPART J.M., PICHEL, REICHERT M., RAEPERS G., ROOSEN J., ROUSSEFF, SANTILMAN H., SIMON, THIRIONET, TOURNE A., VAN LINT P., VAN OPDENBOSCH N., VAN RENTERGHENS F., VAN WALLE, VAN WETTER L., ZACZEK.

Membres excusés :

MM. CAMPUS F., DUTRON P., GYSEN E., SOETE W., LOUIS H., RIESSAUW F., WILLEMS G.

La parole est donnée à M. VERDEYEN pour l'exposé de sa communication

257479

Waterbouwkundig Laboratorium
Borgerhout

BIBLIOTHEEK

REFLEXIONS SUR LA SECURITE DES BARRAGES

par J. VERDEYEN

*Professeur à l'Université Libre de Bruxelles,
Directeur de l'Institut des Constructions Civiles,
Ingénieur-Conseil A.I.Br.*

REFLEXIONS SUR LA SECURITE DES BARRAGES

par J. VERDEYEN

*Professeur à l'Université Libre de Bruxelles,
Directeur de l'Institut des Constructions Civiles,
Ingénieur-Conseil A.I.Br.*

RESUME. — Dans cet article on expose, successivement et sous l'angle de la sécurité le comportement des barrages-poids, des barrages-poids évidés, des barrages-voûte, des barrages à contreforts et voûtes multiples et des barrages en terre ou en enrochements.

Pour chacun de ces types de barrages on rappelle les principes des méthodes de calculs qui leur sont appliquées et on les compare tant au point de vue sécurité qu'au point de vue économie.

Le commentaire et la description d'accidents célèbres survenus à des barrages mettent en évidence les erreurs que l'on peut commettre tant dans leur conception que dans leur calcul. Cependant, compte tenu du grand nombre de barrages qui ont été construits de par le monde, on peut affirmer que les accidents sont peu nombreux.

Les ingénieurs disposent actuellement de méthodes de calculs, d'essais en laboratoire, de méthodes d'investigations, d'essais sur place et de contrôles de l'ouvrage construit qui leur permettent de réaliser ces constructions en toute sécurité.

SAMENVATTING. — In dit artikel wordt vervolgens en met betrekking tot de veiligheid een uiteenzetting gegeven over de vereisten der gewicht-stuwdammen, der uitgeholde gewicht-stuwdammen, der gewelfde stuwdammen, der schoormuur stuwdammen, der stuwdammen met verschillende gewelven en der stuwdammen uitgevoerd in aarde of met rotslagen.

Voor ieder van deze stuwdammen herinnert men de principes der berekeningsmethoden die hun zijn toegepast en men vergelijkt ze zowel onder het oogpunt der veiligheid als onder het economisch oogpunt.

Het commentaar en beschrijving van beroemde ongevallen overgekomen aan stuwdammen geven duidelijk de vergissingen aan die men kan begaan zowel in de voorstelling als in de berekening. Nochtans, rekening houdend met het groot aantal stuwdammen over de wereld gebouwd, mag men beweren dat de ongevallen zeer gering zijn.

De ingenieurs beschikken tegenwoordig over berekeningsmethoden, proeven in laboratoria's navorsingsmethoden, proeven ter plaats en controle van het gebouwde werk die hun toelaten deze constructies in alle veiligheid uit te voeren.

I. Introduction.

Dans le langage courant le mot « sécurité » correspond à la tranquillité d'esprit bien ou mal fondée que l'on a dans une occasion où il pourrait y avoir sujet de crainte.

Ce mot évoque la notion de responsabilité qui correspond à l'obligation de répondre de ses actes, d'être garant de quelque chose. C'est ainsi que l'on entend souvent parler de la sécurité de l'Etat, de la sécurité sociale, de la sécurité des mines, de la sécurité des chemins de fer, de la sécurité routière et enfin parfois de la sécurité des constructions.

Lorsqu'on a à ériger une construction, on dispose actuellement de méthodes de calcul basées sur des principes, des essais, des expériences qui sont à la base de sciences appliquées telles que la mécanique des sols, la mécanique des roches, la résistance des matériaux et la stabilité des constructions. On peut ainsi plus ou moins bien déterminer les dimensions des diverses parties d'un ouvrage.

SUMMARY. — This article describes successively, at the point of view of security, the demeanour of solid gravity dams, hollow gravity dams, arch dams, butress dams, multiple arch dams, earth and rockfill dams.

For each of these types of dams, the author gives the principles of the methods of calculation which are used and compares them at the points of view of security and economy.

The commentary and the description of well known accidents of dams make evident the mistakes one may commit as well in their conception as in their calculation. However, if one takes into account the large number of dams built in the whole world, it may be affirmed that accidents happen seldom.

The engineers dispose at present of calculation methods, laboratory tests, investigations methods, in situ tests and controls of the achieved work, which enable them to realize these constructions with the desired security.

Mais quel que soit son développement, toute science appliquée est obligée de se baser sur des hypothèses simplificatrices pour aboutir à des formules simples et applicables. Ces hypothèses négligent forcément plusieurs éléments du problème; les nombres que l'on obtient en faisant des calculs, si savantes que soient les méthodes que l'on emploie, ne sont en fait que des approximations. Pour parer à ce grave défaut on fait un compromis qui a pour but d'éviter les incidents, les accidents, les écroulements et de se mettre en sécurité. C'est cette dernière que l'on essaie de mesurer au moyen de ce que l'on appelle le coefficient de sécurité. Mais lorsque l'on veut définir ce fameux coefficient dont le seul but est au fond de pouvoir considérer comme exacts des calculs qui sont des approximations on se heurte à de grandes difficultés et sa définition générale, ainsi que sa valeur, semblent impossibles à donner.

Pour certains ingénieurs le coefficient de sécurité est le rapport entre les charges qui mettraient l'ouvrage hors de service et les charges réellement appliquées.

Pour d'autres, le coefficient de sécurité est le rapport entre les contraintes de rupture du matériau envisagé et les contraintes calculées sous l'effet des charges effectives.

Quelle que soit la définition adoptée, on considère en général les diverses variables qui interviennent dans le problème et on est amené à définir le coefficient de sécurité comme étant le plus petit de divers coefficients correspondant aux parties principales dont la construction est formée. On est du reste souvent amené à considérer plusieurs coefficients de sécurité qui correspondent d'une part à des effets normaux et d'autre part à des effets exceptionnels. Les coefficients de sécurité correspondant à des effets exceptionnels peuvent être plus faibles que ceux qui correspondent aux effets normaux. Ceci amène logiquement à baser la notion de sécurité sur le calcul des probabilités et à envisager la variation des contraintes avec leur dispersion ainsi que la variation des efforts extérieurs appliqués également avec leur dispersion.

La construction des barrages que nous nous proposons d'examiner sous l'angle de la sécurité, sont des ouvrages délicats et dangereux à construire. Les conséquences d'une catastrophe sont en général coûteuses et graves car il peut en résulter un grand nombre de victimes. L'ingénieur qui sera amené à en faire l'étude devra donc s'entourer d'un maximum de précautions et devra demander, pour mener son étude à bien, un minimum de temps.

On sait qu'il existe deux types de barrages : les barrages mobiles et les barrages de vallée fixes. Ce sont ces derniers que nous allons étudier plus particulièrement.

Un barrage fixe est un mur que l'on élève à travers la section de la vallée d'un cours d'eau afin de la fermer complètement et de réaliser un bassin de retenue.

Les barrages ont couramment en hauteur ou en largeur des dimensions qui dépassent plusieurs centaines de mètres. Les retenues sont importantes et en cas d'accident toute l'eau accumulée derrière le barrage se précipite avec violence dans la vallée avec toutes les conséquences destructrices que cela suppose.

On peut classer les barrages en divers types :

- 1) les barrages-poids et les barrages-poids évidés ;
- 2) les barrages en voûte unique qui peuvent être des barrages-voûte proprement dits, des barrages poids-voûte, des barrages-coque et des barrages-coupoles ;
- 3) les barrages à contreforts qui peuvent être réalisés au moyen de contreforts sur lesquels s'appuient des dalles plates, des voûtes multiples, des coques ou des coupoles ;
- 4) les barrages en matériaux non assemblés qui sont des digues en terre ou en enrochements.

Le choix du type de barrage se fait suivant les circonstances locales et les conditions imposées spécialement dans chaque cas.

L'étude de la sécurité des barrages est faite en considérant :

- a) *les sollicitations* qui sont, en ordre principal, la pression de l'eau avec effet éventuel de sous-pression, le poids propre, le poids de la fondation, la réaction de la fondation, la poussée des terres, la poussée des glaces, l'effet de secousse sismique et enfin l'effet de bombe.

En ce qui concerne ce dernier point, on peut noter qu'avec les bombes modernes actuelles aucun ouvrage ne présente une protection efficace. En ce qui concerne les bombes classiques de peu de puissance on peut limiter les dommages en abaissant le niveau de la retenue ;

- b) *les fondations* qui peuvent être hétérogènes et présenter des inégalités de résistance et de compressibilité d'un point à un autre. Elles peuvent être affouilées sous l'effet des pressions d'eaux et peuvent se tasser sous l'effet des charges apportées par l'ouvrage.

Le type de barrage devra être choisi en fonction du terrain de fondation tant en considérant l'état où il se trouve lors de la construction que l'état dans lequel il se trouvera après consolidation et apport des charges extérieures. L'étude de la fondation et des qualités des terrains sur lesquels s'appuie un barrage doit être faite avec un très grand soin. On peut affirmer que l'élément vital, le plus délicat et le plus important dans la construction d'un barrage c'est la fondation. L'ingénieur français Coyne (1), grand spécialiste de la construction des barrages a fait remarquer à ce sujet : « le véritable maître de l'œuvre c'est en quelque sorte le sol. C'est lui qui commande. La raison en est bien simple : il n'y a pas d'ouvrage qui dépende davantage du sol qu'un barrage, il y tient par le fond et par les flancs, en largeur, en hauteur, en profondeur, les surfaces et volumes du sol intéressés soit par l'ouvrage lui-même soit par les eaux qu'il retient sont souvent énormes. »

Des statistiques montrent que sur dix accidents arrivés à des barrages, huit étaient dus à la géologie avec six pour lesquels on n'avait pas fait d'étude et deux pour lesquels on avait seulement fait des études sommaires, un était dû à la fois à la géologie et à des erreurs techniques et enfin un seul était dû à des erreurs techniques proprement dites.

L'étude de la fondation doit se faire par un examen topographique et géologique détaillé tant en surface qu'en profondeur de l'ensemble du site. L'examen géologique doit être confié à un géologue spécialisé en la matière qui établira un rapport qui sera analysé et étudié avec soin par les ingénieurs chargés de la construction ;

- c) *les incertitudes du calcul* car les méthodes utilisées sont toujours imparfaites et laissent par conséquent des variables indéterminées ;
- d) *les effets de température, de retrait* qui peuvent amener des fissurations. On doit prendre en considération les variations de température extérieure, les variations de température intérieure dues à la prise et au durcissement des bétons mis en œuvre en grosse masse. Certains barrages sont particulièrement sensibles à ces effets et les fissurations qui peuvent en résulter peuvent avoir des conséquences graves sur la tenue de l'ouvrage ;

(1) **André Coyne (1891-1960)**, inspecteur général en retraite des Ponts et Chaussées de France, fondateur du bureau d'études Coyne et Belier, fut un constructeur de barrages de renommée mondiale. Esprit distingué, d'une haute culture, il n'est pas excessif de dire qu'il a renoué la technique des barrages et a su l'élever à un sommet.

e) *les défauts dans l'exécution* qui sont inhérents à l'organisation d'un grand chantier de barrage et les conditions diverses qui interfèrent pour compliquer les travaux.

Les essais amènent à une dispersion et il convient d'étudier les contraintes admissibles dans le béton en fonction de ces dispersions, ce qui limite la difficulté des travaux ;

f) *l'érosion* qui est due à l'importante charge d'eau amenée par la retenue et au déversement des crues qui peuvent causer de graves altérations dans la fondation et affecter par conséquent la solidité de l'ouvrage ;

g) *le vieillissement* qui peut se produire dans les régions soumises à climat rude, lorsque la minceur de l'ouvrage s'oppose à leur durée. Il convient alors de prévoir une protection à l'aval et éventuellement une protection à l'amont afin d'éviter l'effet des actions climatiques. On devrait définir une limite de vie normale et cette idée pourrait fixer des données quant au comportement du barrage.

*
* *

Devant les difficultés présentées par les calculs des barrages on procède de plus en plus fréquemment à l'utilisation de modèles réduits pour la détermination des contraintes et le contrôle des calculs.

Ces modèles sont construits en plâtre, en caoutchouc ou en liège. Ils sont chargés au moyen d'eau ou de mercure. La mesure des contraintes est réalisée au moyen de jauges extensométriques.

Deux tendances se manifestent actuellement dans le domaine des essais sur modèle.

La première consiste à faire fonctionner le modèle dans le domaine élastique regroupant les hypothèses classiques : homogénéité, isotropie, continuité. Elle donne la possibilité de comparer les résultats avec ceux des calculs et de les compléter éventuellement.

La seconde tente de reproduire à petite échelle l'ouvrage réel en tenant compte du nombre maximum d'efforts à mettre en jeu de façon à en tirer des conclusions, non seulement dans les limites de l'élasticité, mais poussées ensuite jusqu'à la rupture. On peut alors déterminer les coefficients de sécurité.

Les essais sur modèle ne peuvent avoir pour seul objet de se substituer aux calculs. Ils doivent confirmer ou mieux encore perfectionner les conceptions de base du projet en en suggérant si possible de nouvelles. Pour qu'il en soit ainsi il doit y avoir collaboration étroite entre projecteurs, calculateurs et expérimentateurs.

Il est également recommandé et cela devrait être obligatoire, de surveiller et d'ausculter les barrages après construction.

En effet, la mesure des déformations et des contraintes d'un barrage permet de vérifier les hypothèses de calcul, de déceler à l'avance les possibilités de dégradation de certaines parties de l'ouvrage et de prévenir les accidents.

Les procédés utilisés sont les suivants :

1) les déformations sont mesurées soit par des procédés topométriques classiques avec visées effectuées depuis des stations fixes des rives, soit au moyen de fils à plomb ou pendule à oscillations amorties placés dans des puits verticaux de grande longueur et dont la masse se déplace par rapport au point de suspension ;

2) les contraintes sont mesurées au moyen d'extensomètres qui consistent essentiellement en fils d'acier tendus dont on mesure soit la variation de fréquence de vibration, soit la variation de résistance électrique.

Ce problème a fait l'objet de la question n° 21 qui était à l'ordre du jour du Sixième Congrès International des grands barrages qui s'est tenu à New York en septembre 1958.

Le sujet de discussion proposé était : observation des contraintes et déformations dans les barrages, leur fondation et leurs appuis ; confrontation des observations avec les résultats des calculs et des essais sur modèle.

En général, on a constaté une assez bonne corrélation entre les calculs et les mesures lorsque les méthodes utilisées pour les calculs sont précises et menées avec grand soin.

Les observations sur les barrages permettent de faire de grands progrès. Elles ont confirmé l'intérêt de l'utilisation de modèles réduits qui traduisent fidèlement les effets envisagés.

II) *Les barrages-poids et les barrages-poids évités.*

Les barrages-poids ou barrages gravités sont des ouvrages de retenue qui résistent à la poussée de l'eau par leur propre poids. Ils sont construits en général en béton de gros éléments, exceptionnellement en maçonnerie de moellons. Le barrage-poids est un ouvrage simplement posé sur le sol qui résiste par l'effet du poids propre des éléments qui le constituent. Le poids du béton joue donc un rôle important et doit être vérifié au cours de la construction sur des éprouvettes assez grandes de même âge et non saturées d'eau. En général on peut atteindre des poids spécifiques de $2,4 \text{ t/m}^3$ et si les écarts dépassent $0,05 \text{ t/m}^3$, il est nécessaire de prendre des mesures, car les calculs devraient éventuellement être revus. Une légère courbure vers l'amont, qui si le rapport flèche f longueur l en crête ne dépasse pas $f/l = 0,07$ et dont on ne tient pas compte dans les calculs, semble extrêmement favorable à la stabilité d'ensemble des barrages-poids.

Le barrage du Ternay construit de 1861 à 1867 en est une preuve. Ses dimensions étaient insuffisantes pour qu'il résiste comme barrage-poids. Il a tenu grâce à sa courbure (fig. 1).

En 1898 Maurice Levy a montré, en appliquant la théorie mathématique de l'élasticité, que la forme la plus économique du profil en travers d'un barrage-poids est celle d'un triangle rectangle, le parement amont étant vertical, le sommet du triangle se trouvant à la cote de la retenue maximum. En pratique, le parement amont présente un léger fruit de l'ordre de $0,05$ et la somme des fruits des parements amont et aval est en général voisine de $0,75$.

Dans son mémoire Maurice Levy s'exprimait de la façon suivante au sujet des barrages-poids triangulaires :

« Je dirai de suite qu'en étudiant la question à ce point de vue, j'ai reconnu ce fait digne d'intérêt, que la règle du trapèze est exacte, c'est-à-dire conforme aux principes de la théorie mathématique de l'élasticité, pour la digue à section triangulaire, c'est-à-dire à parement plan et épaisseur en couronne nulle. Mais elle ne l'est pas pour les digues à section trapèze et encore moins pour les digues habituelles à parements non plans. Cependant son exactitude dans la digue triangulaire, outre qu'elle ajoute un nouvel intérêt à cette forme théorique, donne aussi

la présomption qu'elle ne doit pas être très fautive pour les formes usuelles plus ou moins avoisinantes.»

L'étude du profil triangulaire montre facilement qu'il est idéal : il est d'égale résistance absolue au renversement par rotation ou par glissement, la courbe des poussées est une droite, les contraintes maxima croissent linéairement depuis le sommet jusqu'à la base.

Le calcul est fait en n'admettant que des contraintes de compression qui dépassent rarement 40 à 50 kg/cm² et ceci pour n'importe quel état de charge.

Lorsqu'on contrôle un barrage-poids au renversement en considérant le rapport des moments du poids et de la poussée de l'eau, on trouve des coefficients de sécurité de l'ordre de 8 à 10.

Maurice Levy a attiré l'attention et mis en évidence l'effet très dangereux des sous-pressions. Si une sous-pression se développe dans un barrage-poids elle tente à le renverser vers l'aval en créant des forces en sens inverse à celle du poids sollicitant. Maurice Levy a énoncé une règle, bien connue, qui consiste à calculer le barrage en supposant que, sous l'effet de son poids, il existe vers l'amont une contrainte de compression au moins équivalente à la valeur de la sous-pression d'eau.

Le barrage-poids est donc très vulnérable à une surcharge hydrostatique, sauf s'il est encastré et clavé dans une vallée étroite et si, comme on l'a indiqué, on lui donne une légère courbure vers l'amont, car il bénéficie alors d'un effet de voûte interne. Si on tient compte de la condition de Maurice Lévy, le fruit du parement aval devrait être supérieur à 0,88 en supposant un poids spécifique du béton de 2,4 t/m³.

Dans les barrages modernes on empêche l'eau de se mettre en pression dans l'ouvrage en réalisant un drainage du parement amont. Celui-ci étant très sensible aux surcharges, on doit prévoir les crues très largement et les déversoirs doivent être calculés en conséquence. En plus du contrôle des contraintes, on considère des coefficients de sécurité au glissement et au cisaillement combiné.

La résistance au glissement simple est calculée à partir de la formule :

$$FS = \frac{\sum H}{\sum V} < f$$

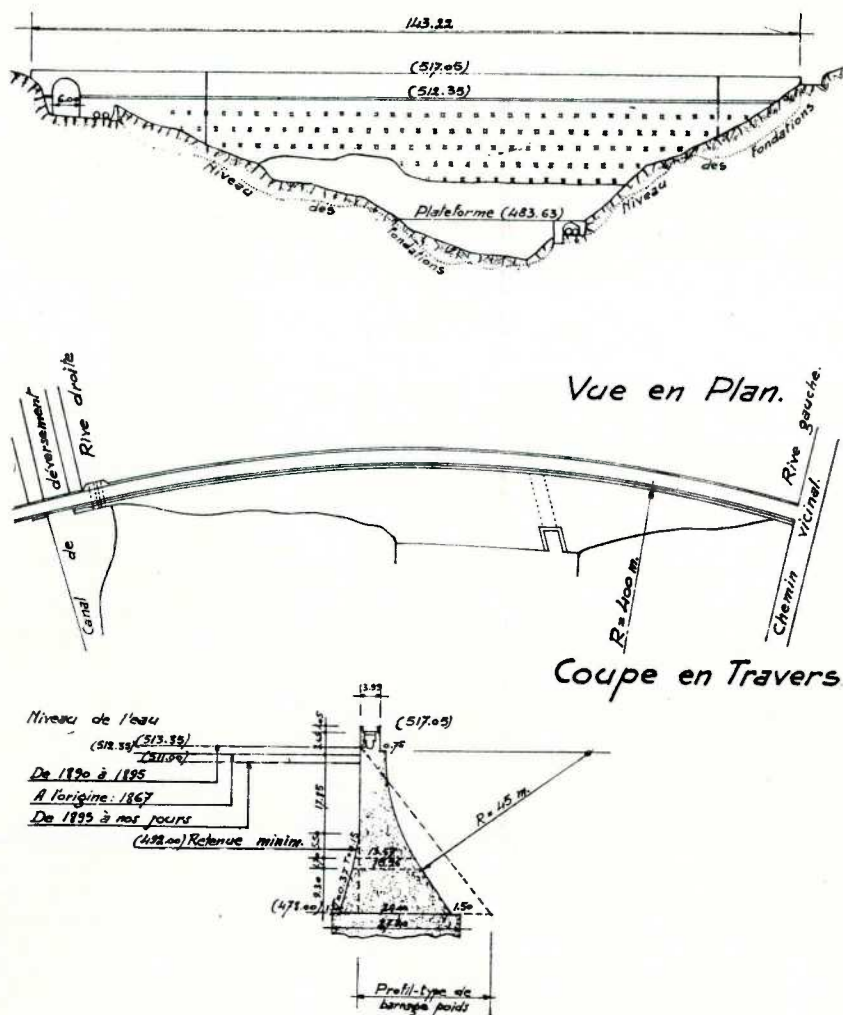


Fig. 1. — Barrage de Ternay.

H : forces horizontales

V : forces verticales

f : coefficient de frottement.

Cette formule ne tient pas compte de la valeur des contraintes de cisaillement et en fait le coefficient de sécurité réel n'est pas connu.

Le coefficient de frottement f est en général pris dans l'hypothèse d'échantillon lisse.

Le contrôle de l'inégalité ci-dessus est considéré comme satisfaisant pour les ouvrages de faible hauteur.

Lorsque la hauteur de l'ouvrage augmente les forces verticales et horizontales croissent comme le carré de la hauteur alors que les contraintes de cisaillement varient linéairement avec la hauteur. C'est pour cette raison que l'on considère un coefficient de sécurité contre le glissement en introduisant la valeur du cisaillement effectif dans la formule de stabilité contre le glissement.

La formule devient alors

$$FS = \frac{f \sum V + \tau_0 A}{\sum H} > 4$$

dans laquelle f est le coefficient de frottement béton sur béton ou béton sur rocher, surface lisse.

τ_0 : la contrainte tangentielle effective ou cisaillement effectif ou cohésion du béton ou de la roche

A : la surface de contact ou de la base

ΣV : la somme des forces verticales au-dessus de la section, diminuée des sous-pressions

ΣH : la somme des forces horizontales.

On remarque que τ_0 est la contrainte de cisaillement sans effort vertical au sens du critère de Coulomb :

$$\tau = \tau_0 + \sigma \cdot f$$

On peut la calculer par la formule :

$$\tau_0 = \frac{R'}{2 \operatorname{tg} \theta}$$

R' étant la contrainte de rupture du béton à la compression par essai sur cylindre libre

θ est l'angle suivant lequel la rupture se produit.

Les essais montrent que $\theta \approx 65^\circ$ et par conséquent pour un béton pour lequel $R' = 210 \text{ kg/cm}^2$ par exemple, on trouve

$$\tau_0 = \frac{210}{2 \operatorname{tg} 65^\circ} = 50 \text{ kg/cm}^2$$

Si le rocher est de moins bonne qualité que le béton, on devra en tenir compte et utiliser la valeur de τ_0 la plus basse.

Le coefficient de sécurité basé sur cette formule doit être supérieur à 4. Ce chiffre est recommandé par le « United States Bureau of Reclamation » des Etats-Unis pour des charges normalisées, à savoir :

- a) niveau amont normal
- b) niveau amont normal et tremblement de terre
- c) niveau amont maximum.

Le coefficient de sécurité au glissement et au cisaillement combiné est plus exact que le coefficient de sécurité au glissement, mais doit être utilisé à bon escient à cause de son caractère arbitraire. Signalons que le « United States Corps of Engineers » calcule ce coefficient par une formule plus ancienne et quelque peu différente. Elle s'écrit :

$$FS = \frac{f \Sigma V + r \times s \times A}{\Sigma H} \geq 4$$

dans laquelle r , qui peut être pris égal à 0,5, est le rapport de la résistance moyenne à la résistance maximum au cisaillement.

s est la limite de la résistance aux contraintes tangentielles en kg/cm^2 qui est environ double de la cohésion τ_0 . Par application du facteur 0,5 on arrive à un résultat comparable à celui de la première formule. On peut utiliser la formule avec $s = 100 \text{ kg/cm}^2$ et $f = 0,75$. Des essais sur chantiers sont nécessaires dans chaque cas pour déterminer les valeurs à utiliser.

Ce qui précède montre que le calcul des barrages-poids est réglementé dans de nombreux pays. Dès 1923 une circulaire ministérielle française a énoncé les recommandations suivantes :

C'est le profil triangulaire qui se prête le mieux au calcul des efforts et donne en général la solution la plus économique.

On déterminera les fruits optima du profil triangulaire satisfaisant obligatoirement aux conditions suivantes de résistance :

Le réservoir étant vide ou plein, le massif du barrage ne doit être soumis en aucun point à des efforts d'extension.

En chaque point, l'effort maximum de compression doit être inférieur à la résistance limite admise d'après la composition du béton au point considéré.

Pour augmenter la sécurité, il est recommandé en outre d'avoir, au voisinage du parement amont, en charge, de légers efforts de compression, efforts dont la valeur dépendra de la situation et de l'importance du barrage.

Aucune méthode de calcul n'est imposée. On pourra de préférence employer celles qui sont basées sur la théorie de l'élasticité. Dans ce dernier cas, pour mieux traduire la répartition des efforts dans le barrage et faire apparaître les zones ou directions dangereuses, le projet définitif comportera pour le profil maximum :

- a) à vide et en charge, le tracé des courbes d'égal compression maximum et des courbes d'égal cisaillement effectif maximum ;
- b) en charge, le tracé des lignes isostatiques et des lignes de glissement.

Un barrage-poids est formé de blocs empilés séparés par des joints et les risques de fissuration sont relativement importants. Les fissures sont causées par des contraintes dues au retrait et à la température. Elles peuvent être périphériques ou de parement lorsqu'elles sont dues au refroidissement du béton sur les bords, la région centrale refroidissant plus lentement. On s'oppose à ces fissures en réduisant les différences de température par un programme de bétonnage approprié et, pour les grands barrages, en refroidissant les bétons. Les fissures peuvent aussi prendre naissance dans les joints de reprise. Des fissures transversales peuvent être causées par le raccourcissement des blocs de béton non encore mis en charge, lors du retrait et par les effets résultant de l'encastrement dans le rocher. Les fissures détruisent le monolitisme de l'ouvrage et les hypothèses de calcul peuvent ne plus être vérifiées. Une fissure risque de progresser assez rapidement à l'intérieur du massif. On a alors des augmentations de contraintes et le cisaillement effectif peut atteindre des valeurs dangereuses : c'est de cette façon que certains barrages se sont écroulés. La fissuration est dangereuse et le danger de son apparition s'accroît avec la vitesse de mise en œuvre recherchée pour des raisons économiques.

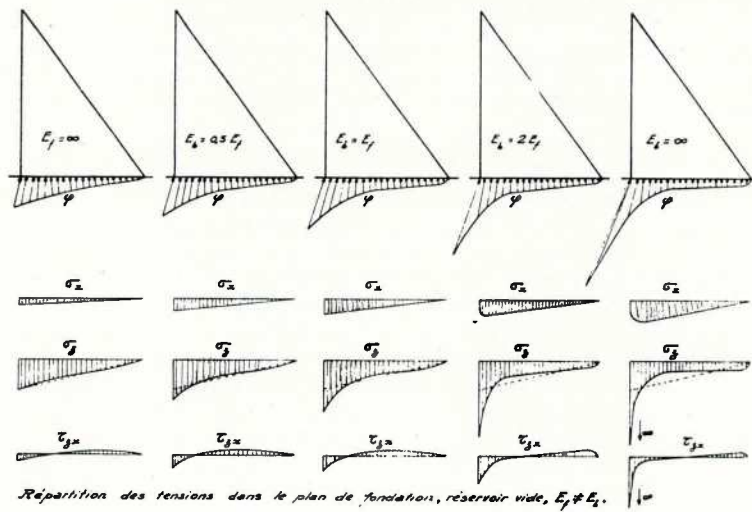
La plus dangereuse des sous-pressions est celle qui s'exerce dans les fissures franches. C'est bien plus grave que la sous-pression diffuse dont la présence est douteuse et incertaine dans les bétons sains. L'autre sous-pression au contraire est active et son effet doit être considéré sans coefficient de réduction. Son action devient fatale à l'ouvrage si elle est de force à faire s'approfondir la fissure initiale.

Le barrage-poids est peu élastique et s'adapte mal à des tassements différentiels de la fondation. En général la section de contact des fondations n'est pas horizontale et il arrive souvent que dans certaines vallées, elles présentent une pente appréciable vers l'aval. Le pendage des roches de fondation peut également être défavorable. La différence des coefficients d'élasticité du rocher et des matériaux dont est fait le barrage vient apporter des modifications à la répartition des contraintes qui, d'après la théorie de Maurice Lévy, devrait se faire linéairement. En fait c'est dans le plan de fondation que la répartition des contraintes est la moins bien connue et c'est dans ce dernier que se produisent les plus grands efforts. Les études faites sur la répartition des contraintes dans le plan de fondation tant par la théorie mathématique de

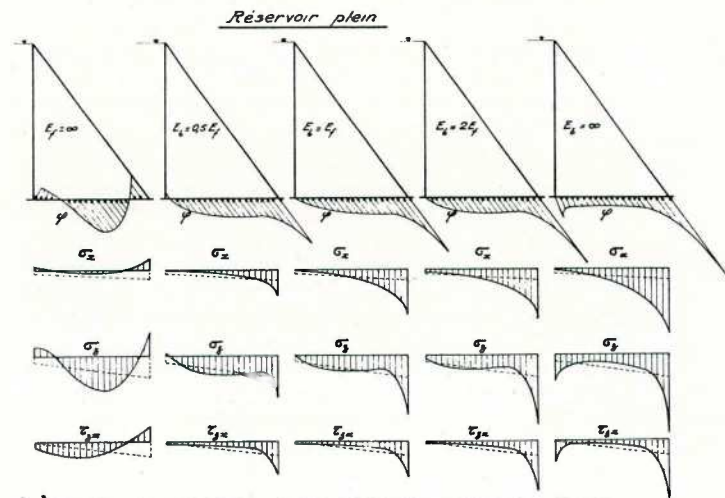
l'élasticité que par les contrôles de photoélasticité ont montré que des surtensions importantes se produisaient. Elles dépendent en ordre principal du rapport entre les modules d'élasticité du béton et du rocher.

Un rocher de fondation de médiocre qualité, ayant un module d'élasticité inférieur à celui du béton, assure une répartition plus régulière des efforts et amène d'autres parties à supporter les contraintes. Cette action est favorable lorsque le bassin de retenue est vide, alors que lorsqu'il est plein il pourra se produire, dans certaines circonstances des contraintes secondaires importantes sous le joint de fondation, par suite de la charge apportée par la retenue.

Un rocher de très bonne qualité ayant un module d'élasticité supérieur à celui du béton modifie appréciablement la répartition des contraintes; ceci indique que dans certains cas on devra plutôt choisir d'autres formes constructives, convenant mieux et présentant plus de sécurité. Les figures 2 et 3 donnent l'allure de la répartition des contraintes dans le plan de fondation, réservoir vide ou plein, pour des modules d'élasticité rocher E_r et béton E_b différents.



Répartition des tensions dans le plan de fondation, réservoir vide, $E_r \neq E_b$.



Répartition des tensions dans le plan de fondation, réservoir plein, $E_r \neq E_b$.

Fig. 2 et 3.

Le béton des barrages-poids étant sollicité par des contraintes admissibles relativement faibles, les dosages peuvent se choisir en conséquence. Les défauts d'exécution sont relativement peu importants étant donné les grandes masses mises en œuvre. Une surveillance devra néanmoins être faite de manière à éviter toute erreur dans la réalisation des dosages et des reprises de bétonnage.

Le calcul des barrages-poids est facile et semble logique et rigoureux. Cependant les résultats obtenus, conformément à la théorie mathématique de l'élasticité, ne sont exacts que si le profil est triangulaire, si la matière dont est faite le barrage est homogène, s'il y a absence de contrainte préalable, si la température est uniformément répartie, si le sol de fondation présente des propriétés élastiques telles qu'il se comporte comme si le profil triangulaire était infini, si l'on peut considérer des lamelles ou des tranches de barrage à base sensiblement horizontale et de même hauteur. En pratique, ces conditions ne sont jamais réalisées.

Malgré ses défauts, le barrage-poids s'impose dans de nombreuses vallées. Lors des discussions qui ont eu lieu au cinquième congrès international des grands barrages qui s'est tenu à Paris en mai-juin 1955, André Coyne a fait remarquer: « il n'a jamais été dans mon idée de condamner le barrage-poids. J'ai pris soin de dire avec la plus grande objectivité que dans les conditions normales d'exploitation un barrage-poids est absolument sûr. Je ne voudrais pas qu'il y ait la moindre confusion là-dessus. Il n'est donc pas du tout question de passionner le débat entre les voûtes et le poids. Moi-même j'ai fait des barrages-poids, pas grands, mais dans les conditions qui ont été exposées et j'en ferai encore. Pour prendre l'exemple du Grand Coulee, pour des raisons de largeur de vallée, pour des raisons de capacité de déversement, le barrage-poids est la solution excellente. Mais j'ai fait remarquer qu'en ce qui concerne la surcharge d'eau la marge de sécurité d'une voûte est plus grande que celle d'un barrage-poids. J'ai noté au surplus qu'il n'y avait aucune raison de demander à un barrage quel qu'il soit d'avoir un coefficient de sécurité de l'ordre de 3, 4, 5 et jusqu'à 7. C'est inutile et l'on n'a pas à l'exiger d'un barrage-poids, nous sommes tous d'accord. Mais j'ajoute que si par hasard l'on craint une surcharge intempesive du fait d'une incertitude sur les crues par exemple, le barrage-poids est plus vulnérable que les autres. C'est tout.

» Donc dans des rivières qu'on connaît mal et où l'on est obligé d'adopter un barrage-poids pour les raisons que l'on vient de nous dire, parce que la vallée est large, parce qu'il faut placer un déversoir sur le barrage ou parce que les conditions de la main-d'œuvre, les conditions locales imposent le barrage-poids, qu'on prenne garde au danger de surcharge et s'il se trouve qu'une vallée se prête aux deux solutions ou bien un barrage-poids rectiligne ou bien une voûte mince ou épaisse, alors

je n'hésite jamais. Je mets toujours la courbe de mon côté parce que j'aime toujours calculer sur le pire. »

Le barrage du Grand Coulee auquel il est fait allusion commencé en 1933 et achevé en 1942, est construit sur le fleuve Columbia (U.S.A.), C'est un barrage à section triangulaire réalisé en béton. Il a une hauteur de 146 m au-dessus de la roche de fondation, une largeur de 115 m à la base et une longueur de 1.270 m à la crête. Le

Un autre accident est celui survenu en 1895 au barrage de Bouzey, près d'Epinal, dans les Vosges (fig. 6). Le barrage, qui avait 15 m de hauteur et 472 m de longueur à la crête, était fondé sur une formation dite de grès bigarrés du trias inférieur, constituée par des alternances de marne et de grès plus ou moins consolidés. L'ouvrage avait été mis en service en 1884 et un mouvement vers l'aval de 30 cm s'était produit dès la mise en charge avec

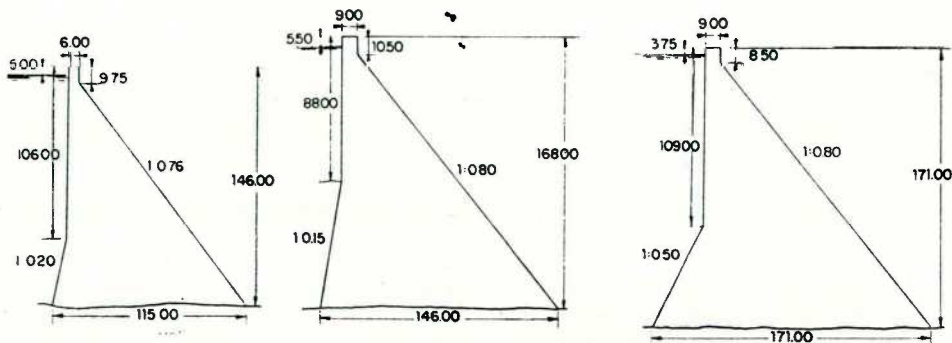


Fig. 4. — Barrages poids modernes : Fontana, Grand Coulée Shasta (U.S.A.).

volume total de béton mis en œuvre a atteint 7,8 millions de m³. C'est un des plus grands barrages du monde au point de vue de la quantité de béton mise en œuvre. La figure 4 donne une coupe du barrage de Grand Coulee ainsi que les coupes de deux autres grands barrages-poids construits aux Etats-Unis.

*
* *

Parmi les accidents survenus à des barrages-poids on peut citer celui de l'Habra construit de 1866 à 1871 en Algérie (fig. 5). Ce barrage a été emporté en 1881 par suite d'une crue rapide. Il avait une hauteur de 32 m et une longueur en couronne de 455 m. Il a cédé sur une longueur de 125 m et a occasionné la mort de 400 personnes. Son profil était insuffisant : des contraintes de traction de 1,15 kg/cm² se produisaient à l'amont.

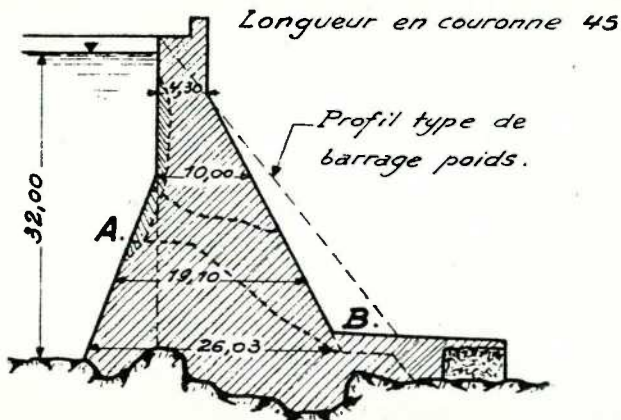


Fig. 5. — Barrage de l'Habra emporté en 1881.

apparition de fissures. En 1888, il fut renforcé par l'aval et à l'amont des bourrages de béton ont été réalisés. En 1895, il s'est brusquement rompu sur une longueur de 170 m occasionnant la mort de 86 personnes. Cette rupture est due à une insuffisance du profil. En 1933, on a édifié à l'emplacement de ce barrage une digue en enrochements appuyée à l'amont sur le soc arasé de l'ancien mur en maçonnerie. Lors de sondages exécutés en vue de l'édification de cet ouvrage on a constaté sous celui-ci l'existence de lentilles de sable.

C'est à la suite de l'accident survenu au barrage de Bouzey que Maurice Lévy, qui eut à déterminer les causes de l'écroulement, établit la théorie actuellement utilisée par tous les calculateurs pour les barrages-poids triangulaires.

Une autre catastrophe célèbre est celle survenue en Italie lors de la rupture du barrage de Zerbino, construit en 1925 sur le torrent Orba à environ 30 km au nord-ouest de Gênes (fig. 7).

L'ouvrage principal, barrage-poids arqué en plan, en béton cyclopéen et comportant un drainage central en caillasse, haut de 45 m était complété par un petit barrage rectiligne haut de 15 m, barrant une petite dépression latérale. Ces deux ouvrages, d'une retenue normale de 18 millions de m³, étaient fondés sur des serpentines consolidées par injection de ciment. Le 13 août 1935 à la suite d'une averse tout à fait exceptionnelle, les déversoirs prévus pour 700 m³/sec ne suffirent pas et les eaux, atteignant la cote 326 m 50 et un débit de plus de 2.000 m³/sec, débordèrent par-dessus les crêtes des barrages. La zone d'appui rive gauche du petit barrage s'écroula, d'abord jusqu'à un point de dilatation, puis tout le barrage fut emporté, en moins de 5 minutes, et les 22,5 millions de mètres cubes d'eau se précipitèrent dans la vallée. 111 personnes furent noyées dans le village d'Ovada.

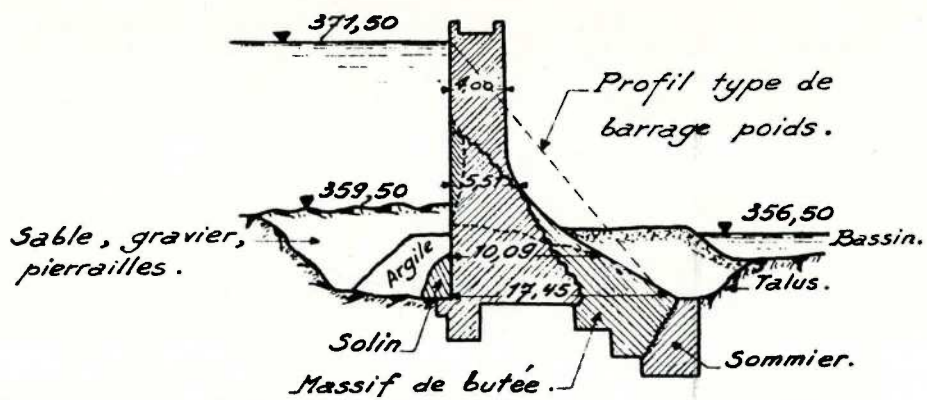


Fig. 6. — Barrage de Bouzey emporté en 1895.

La cause de la catastrophe est la crue exceptionnelle, supérieure à toutes les prévisions faites pour calculer les déversoirs. Mais la médiocre tenue de la roche fut démontrée par le fait qu'après la crue il existait dans le sol une brèche de 20 m de profondeur et que, quinze jours après, une autre forte crue abaissa définitivement de 20 m ce déversoir naturel.

*
* *

insuffisant avait glissé vers 1885 sur le terrain d'appui rive droite. On avait constaté l'existence de tractions à l'amont et un renforcement fut décidé par l'utilisation, tous les 4 m, de tirants tendus à 1.000 tonnes ce qui revenait à surcharger le barrage à 250 t au mètre courant.

Depuis, ce procédé a été généralisé et est utilisé pour la construction de barrages proprement dits.

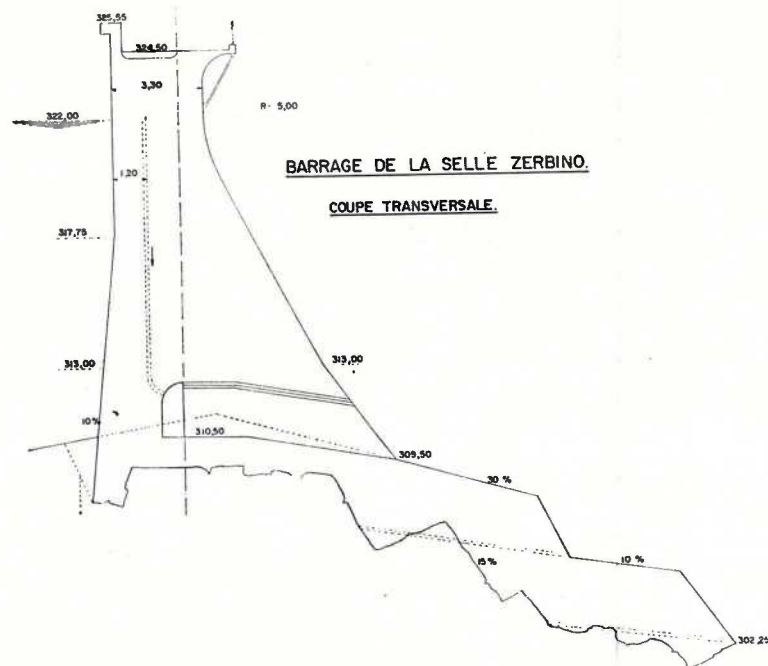


Fig. 7. — Barrage de Zerbino emporté en 1935.

On peut améliorer la stabilité des barrages-poids en réalisant une précontrainte au moyen de câbles ancrés dans le massif de fondation. On sait que ce procédé a été mis au point pour la première fois en 1927 par l'ingénieur Coyne pour le renforcement du barrage des Cheurfas en Algérie (fig. 8). Ce barrage dont le profil était

On peut citer à ce sujet le barrage de l'aménagement hydro-électrique de Alt-Na-Lairidge en Ecosse (fig. 9). Cet ouvrage d'une hauteur maximum de 22,25 m a été précontraint au moyen de 48.750 t par des câbles d'acier à haute résistance ancrés dans des puits dans le rocher qui est du granit.

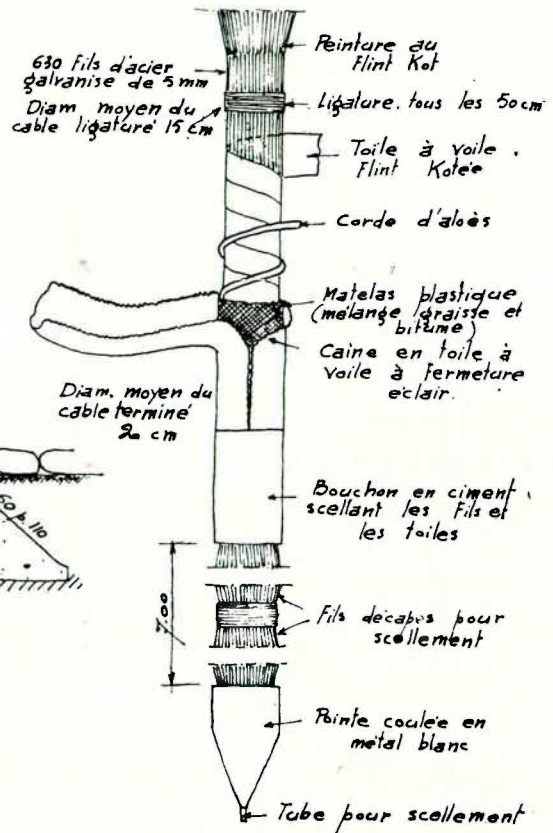
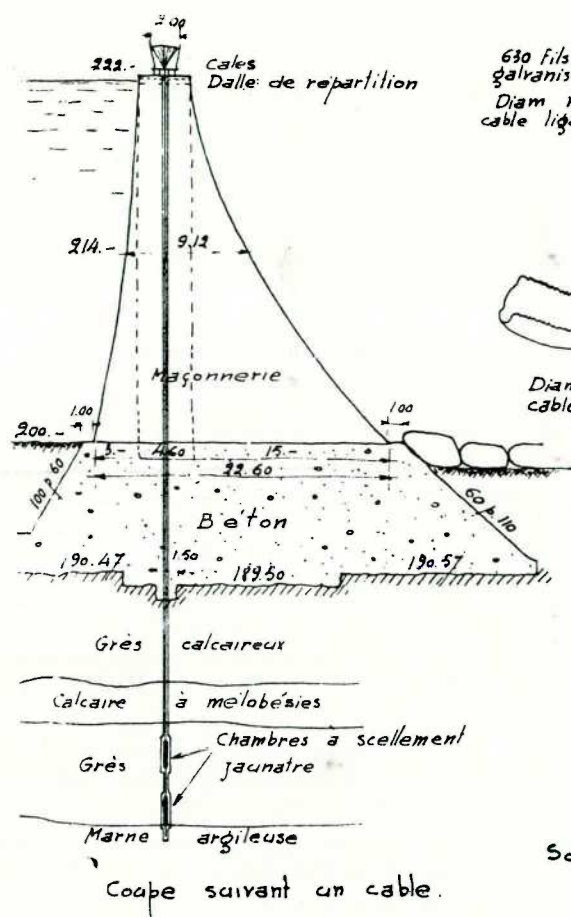


Schéma de construction d'un tirant.

Fig. 8. — Renforcement du barrage des Cheurfas.

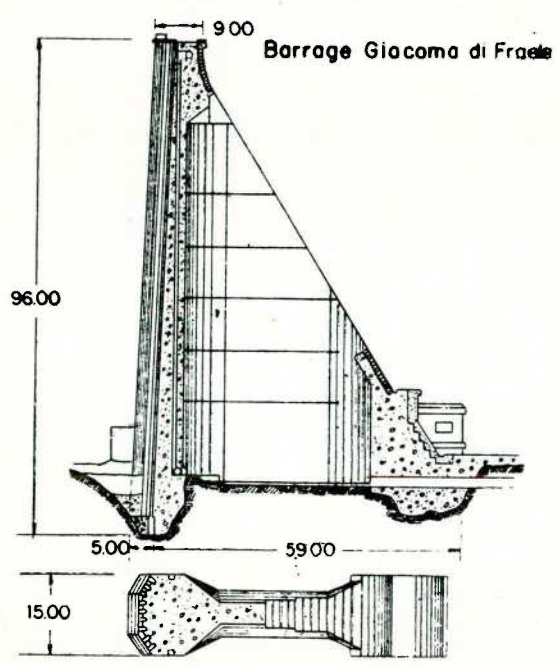


Fig. 10. — Barrage poids évidé.

Barrage de Scais.

Vue axonometrique

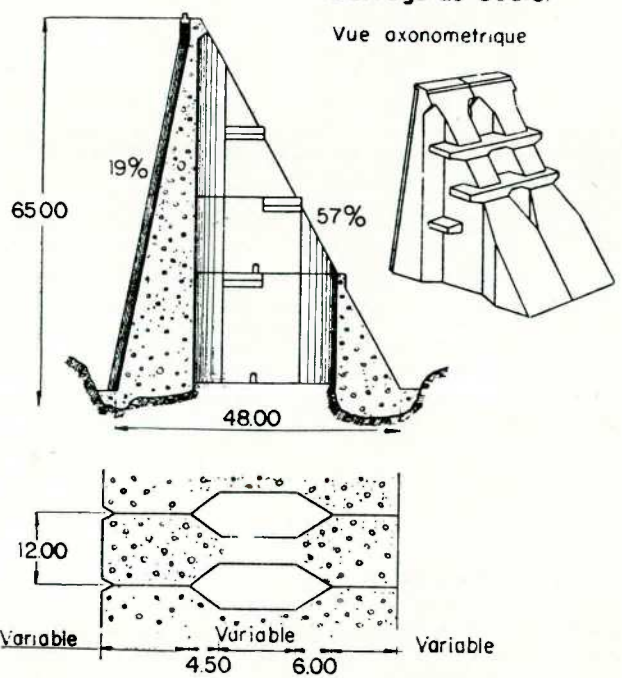


Fig. 11. — Barrage poids évidé 1939.

De même, pour remédier aux inconvénients signalés des barrages-poids, on réalise depuis quelques années des barrages-poids évidés (fig. 10 et 11). Ceux-ci sont constitués par des plots séparés dont la section horizontale a la forme d'une poutre en I ou en T. Chaque contrefort se comporte comme un élément de barrage-poids. Le parement amont de ces ouvrages présente dans certains cas

notamment en haute montagne du fait des transports de ciment nécessaire. Ils ne peuvent être établis sur un sol de fondation non rocheux car des tassements trop inégalement répartis produisent des efforts de traction amenant la fissuration de l'ouvrage.

Leur sécurité est discutable et parfois précaire bien que les calculs soient réglementés.

III. Les barrages-voûte.

Les barrages-voûtes sont des ouvrages en forme d'arc qui résistent à la poussée de l'eau en prenant appui sur les rives. Ils se comportent comme un pont en arc. Ils sont en général construits en béton non armé ; toutefois si des contraintes de traction existent en certaines parties celles-ci sont traitées en béton armé.

L'ouvrage est constitué par une voûte de convexité tournée vers l'amont et dont l'épaisseur lorsque la vallée est en V, croît depuis le couronnement jusqu'à une certaine profondeur pour décroître ensuite. Lorsque la vallée est en ∇ le profil en travers a une forme générale voisine d'un trapèze. Les épaisseurs sont fonction non seulement de la hauteur mais aussi du rayon de courbure et de la portée des voûtes successives. Enfin, le barrage est souvent incliné vers l'aval.

On peut concevoir le tracé des voûtes comme étant réalisé au moyen d'un rayon constant. Dans ce cas on a une surface de référence cylindrique qui est par exemple la face amont.

On peut aussi tracer la voûte en choisissant un angle constant qui est en général voisin de 133° . On a alors un seul arc et on obtient ainsi ce qu'on appelle les barrages à angle constant. Dans ce type, il est clair que le rayon doit varier et diminuer de la cote de la retenue au bas du barrage.

Actuellement, on fait un compromis entre les deux types précédents et on réalise des barrages à rayon variable, présentant une double courbure, dont ni l'angle d'ouverture, ni le rayon ne sont constants.

Il existe deux variantes des formes générales que l'on vient de décrire :

- 1) certains ouvrages ont une épaisseur supérieure à celle strictement nécessaire à l'équilibre d'une voûte pure.

Le poids intervient pour assurer leur stabilité : ce sont les barrages du type voûte épaisse ou poids-voûte ;

- 2) certains ouvrages ont une forme de coupole. Leur profil en travers présente une forme d'arc ; cette structure à double courbure permet de leur donner une épaisseur inférieure à celle d'un barrage-voûte classique.

Les calculs peuvent être faits en décomposant le barrage en anneaux de hauteur unité supposés indépendants les uns des autres. Pour déterminer leurs formes et leurs dimensions on dispose de diverses méthodes.

On peut obtenir une valeur approchée des contraintes et des dimensions en appliquant la formule de résistance des tubes minces cylindriques. Cette méthode donne des résultats d'autant plus exacts que l'épaisseur de la voûte est faible par rapport à son rayon. A ce sujet le professeur Mesnager, membre de l'Institut de France, a fait,

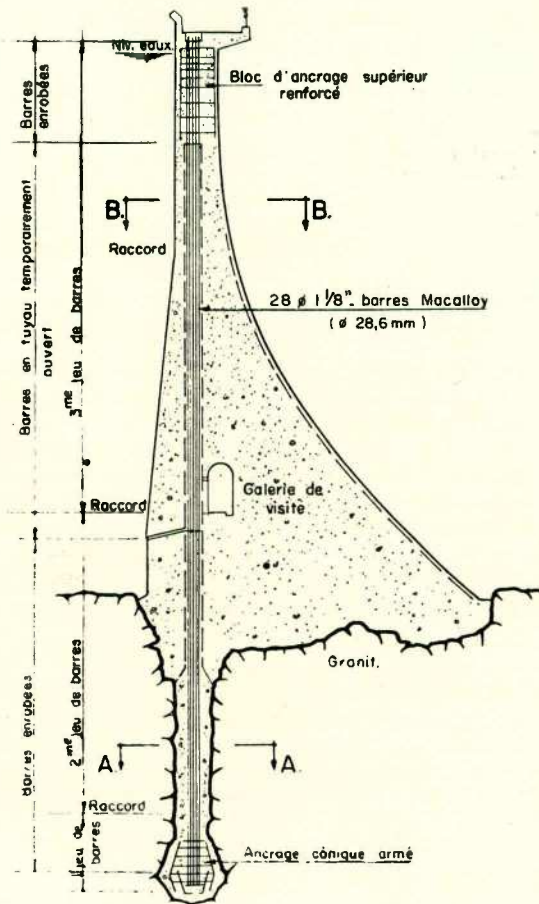


Fig. 9. — Barrage de Alt-Na-Lairidge (Ecosse).

une inclinaison par rapport à la verticale pour donner à la résultante des poussées de l'eau une position plus favorable.

L'ensemble présente moins de raideur et s'adapte mieux aux déformations des fondations. Les sous-pressions sont moins intenses car elles diffusent dans les contreforts. Les effets de température et de retrait sont fort réduits.

* * *

Les barrages-poids et les barrages-poids évidés offrent de grandes facilités d'implantation. Ils peuvent être envisagés quelle que soit la largeur de la vallée par rapport à la hauteur, contrairement aux barrages-voûte. Toutefois, ils nécessitent la mise en œuvre de volumes très importants de bétons ce qui constitue un grave inconvé-

il y a de nombreuses années, la remarque suivante : « la véritable solution paraît être le barrage en voûte à axe vertical ; même calculé par la méthode élémentaire du cylindre comprimé sans tenir compte des efforts secondaires dus à la fixité des appuis qui ne permet pas intégralement cette déformation dans la portion du cylindre conservé, il n'a jamais donné lieu à accident en Amérique bien que le nombre des barrages-voûte y soit presque moitié de celui des barrages-poids. »

Une autre méthode consiste à utiliser les formules de Bresse qui donnent les contraintes dans les arcs encastrés, comme pour le calcul des ponts en arc. Elle conduit à des contraintes de compression qui peuvent être appréciablement supérieures à celles données par la méthode du tube. Cette méthode, qui considère les arcs successifs comme indépendants les uns des autres, est imposée, comme contrôle, par les règlements italiens.

Les calculs peuvent également être faits par la méthode des arcs et des consoles ou arcs-murs. L'ouvrage est décomposé en un double système d'éléments d'arcs, compris entre des plans horizontaux et de consoles, comprises entre des plans verticaux. La répartition des efforts entre les deux systèmes d'éléments est déterminée par la condition que tous les points du réseau des arcs subissent les mêmes déformations que ceux du réseau des consoles qui coïncident avec eux. S'il y a m consoles et n arcs on obtient au maximum un système de $2mn$ équations linéaires à $2mn$ inconnues. La résolution de ces systèmes n'est possible, pratiquement, qu'au moyen de machines électroniques. La préparation des équations et la présentation des calculs aux ordinateurs exigent cependant un travail très considérable. L'« U.S. Bureau of Reclamation » a mis au point des formules qui simplifient quelque peu la tâche des calculateurs.

Il est évidemment toujours intéressant de procéder à des essais sur modèles réduits afin de contrôler les contraintes trouvées par les méthodes de calcul, relativement compliquées, que l'on vient d'indiquer.

Lorsque la voûte est calculée comme arc encastré, les sous-pressions peuvent être négligées. En effet, les fissures horizontales sont sans importance car chacun des arcs horizontaux est calculé indépendamment des arcs contigus et les fissures verticales ne présentent pas d'inconvénient car le parement amont est, en général, comprimé. S'il ne l'est pas, il se forme une voûte active tendraient à se produire.

On a songé à appliquer les méthodes de calcul à la rupture aux barrages-voûte. Toutefois il semble que l'on n'ait pas encore déterminé d'une manière nette quelle est la contrainte qui joue un rôle déterminant dans une rupture : traction, compression ou cisaillement. La tendance concernant l'appréciation du comportement effectif des ouvrages jusqu'à la rupture est cependant opportune car elle devrait permettre de procéder avec une sécurité plus uniforme à l'étude des projets. Il semble toutefois actuellement impossible de calculer un barrage-voûte sur la base d'une résistance à la rupture car cette notion implique la prise en considération de la charge de rupture de la section droite d'un élément. Il ne semble pas qu'elle tienne suffisamment compte de l'appréciation des moments extérieurs et des efforts qui se manifestent dans de tels ouvrages. Si on peut admettre que les charges maxima hydrostatique et thermique soient considérées comme invariables au cours de la vie d'un barrage, en revanche, il est moins aisé de prévoir les charges dynamiques effectives comme, par exemple, celles qui résultent des

séismes. La méthode de calcul à la rupture permet l'intervention de différents coefficients de charge qui offrent la possibilité d'adopter un coefficient de sécurité plus uniforme en ce qui concerne les charges dynamiques et de déterminer dans de meilleures conditions la capacité de charge d'un barrage, tandis que l'application de la méthode élastique ne permet de connaître que les contraintes mises en jeu par les charges de service.

Selon beaucoup de constructeurs, le barrage à voûte unique l'emporte nettement sur les autres types. Cette remarque est vérifiée par le calcul, par les essais et par les réalisations. Des solutions hardies, préconisées en Italie, ont montré, par essais sur modèles réduits, des coefficients de sécurité compris entre 5 et 8,5, sous la charge hydrostatique normale. Des coefficients de sécurité aussi élevés ne se justifient certes pas mais un surcroît de résistance n'augmente pas le prix. Les barrages-voûte résistent bien à des surcharges atteignant des valeurs nettement supérieures à la valeur considérée. La voûte possède, dans sa conception, diverses ressources à de nombreux points de vue, à l'encontre des ouvrages agissant par leur poids propre. Une augmentation de charge produit une augmentation des efforts de compression.

Au cinquième congrès international des grands barrages qui s'est tenu à Paris de mai à juin 1955 la question n° 17 avait pour titre : « examen du bilan économique et sécurité des différents types de barrages en béton. » Le rapporteur général, l'ingénieur Coyne, a confronté les divers points de vue. Bien qu'il n'ait pas voulu tirer de conclusions, il ressort nettement de son exposé que le barrage-voûte se classe premier tant sous l'aspect de la sécurité que sous l'aspect de l'économie.

La voûte présente une plus grande sécurité aux surcharges, particulièrement à la surcharge due à la pression hydrostatique et André Coyne précise : « les millimètres et les dizaines de millimètres ne m'effraient pas en matière de déformation de rive de barrage, j'irai même jusqu'à dire que plus la voûte est mince, plus elle est flexible, mieux elle s'adaptera à la déformation à condition toutefois qu'il n'y ait pas de variation brusque dans le terrain de fondation, auquel cas on appellerait sur une voûte mince des excès de contraintes auxquels il faudrait remédier d'une façon ou d'une autre notamment par des moyens particuliers, par exemple, le patin de fondation. Je pourrais citer au Portugal et au Maroc des déformations de rive de 10, 15, 20 mm et davantage, sans inconvénient pour les ouvrages. Je persiste à croire qu'une voûte est plus capable d'encaisser des mouvements de rive qu'un barrage massif et rectiligne. Inversement, comme je me suis permis de le dire dans mon rapport général, si vous craignez la moindre instabilité des rives, à court ou à long terme, il faut exclure la voûte et il faut mettre un buton rectiligne à travers la vallée que ce soit un barrage-poids, un barrage-poids évidé ou un barrage en terre. »

Le barrage-voûte dispose d'une réaction naturelle et, comme l'a indiqué le professeur Caquot : un barrage-voûte est autoclave, c'est-à-dire qu'il se ferme de lui-même sous l'effet des sollicitations extérieures. La sécurité est due à la forme et une voûte tiendra jusqu'à épuiser toutes les possibilités d'écrasement de la matière.

On a essayé de définir dans quel cas il est possible de compter sur l'effet de voûte et à cet effet deux critères relatifs à la limite possible d'emploi des barrages-voûte ont été mis en avant.

Jadis on limitait le rapport de la longueur l de la corde en crête à la hauteur h du barrage à des valeurs de 3,75 à 4. Cette règle, énoncée par le professeur Stucky permettait de déterminer l'épaisseur e à donner à la base de la façon suivante :

pour des valeurs $l/h = 1$ on a
 $e/h = 0,21$

pour des valeurs $l/h = 2$ on a
 $e/h = 0,39$

pour des valeurs $l/h = 3$ on a
 $e/h = 0,50$

Si l/h dépasse 3,75 à 4 il semblait préférable de ne pas exécuter de barrage-voûte.

Ces conditions ont été largement dépassées depuis.

Actuellement, les valeurs limites du rapport l/h atteignent au maximum 8. On se limite cependant en général à des valeurs comprises entre 5 et 6 si l'on n'est pas sûr des déformations du sol. Les valeurs les plus courantes sont 4, 5 et 7, l'effet de voûte diminuant si le rapport augmente. Théoriquement aucune limite ne devrait exister car l'effet de voûte peut toujours être utile quelle que soit la hauteur de celle-ci. Les Américains ont énoncé un autre critère qui considère le rapport du périmètre des fondations à la hauteur de retenue. Celui-ci semble plus représentatif de la forme de la vallée tant en plan qu'en coupe transversale. Les comparaisons faites sur des voûtes minces et épaisses et des barrages-poids montrent que ce facteur limite pourrait atteindre 5 et qu'en moyenne il vaudrait 4,5. Toutefois, il dépasse 5 pour les voûtes construites en France et pourrait atteindre 11 à condition de briser la continuité des consoles. Tous ces critères sont indicatifs et il est inutile d'imposer une règle absolue concernant le fait de savoir à l'avance si une vallée convient ou non pour un barrage-voûte. Chaque cas est un cas d'espèce. Le barrage-voûte se révèle également très efficace aux secousses sismiques. On signale une voûte qui a tenu pour une accélération de $g/20$. Cette sollicitation paraît la plus dangereuse lorsqu'elle agit parallèlement à la section de l'ouvrage.

En ce qui concerne la fondation, la voûte se comportera convenablement à condition que la déformation élastique ou plastique du rocher ne dépasse pas certaines limites et que les contraintes n'atteignent pas des valeurs pouvant provoquer l'écrasement de celui-ci. On a cité plus haut des exemples de barrages pour lesquels les appuis se sont déformés de plus de 2 cm. On peut donc fonder sur une roche déformable et susceptible de déformations permanentes. Cependant les mouvements des appuis sont difficilement intégrables dans les calculs. On utilise à cet effet les formules de Vogt qui expriment les déformations des appuis en fonction du module d'élasticité de la fondation et de coefficients qui dépendent du coefficient de Poisson. La détermination de ces coefficients est en général peu précise.

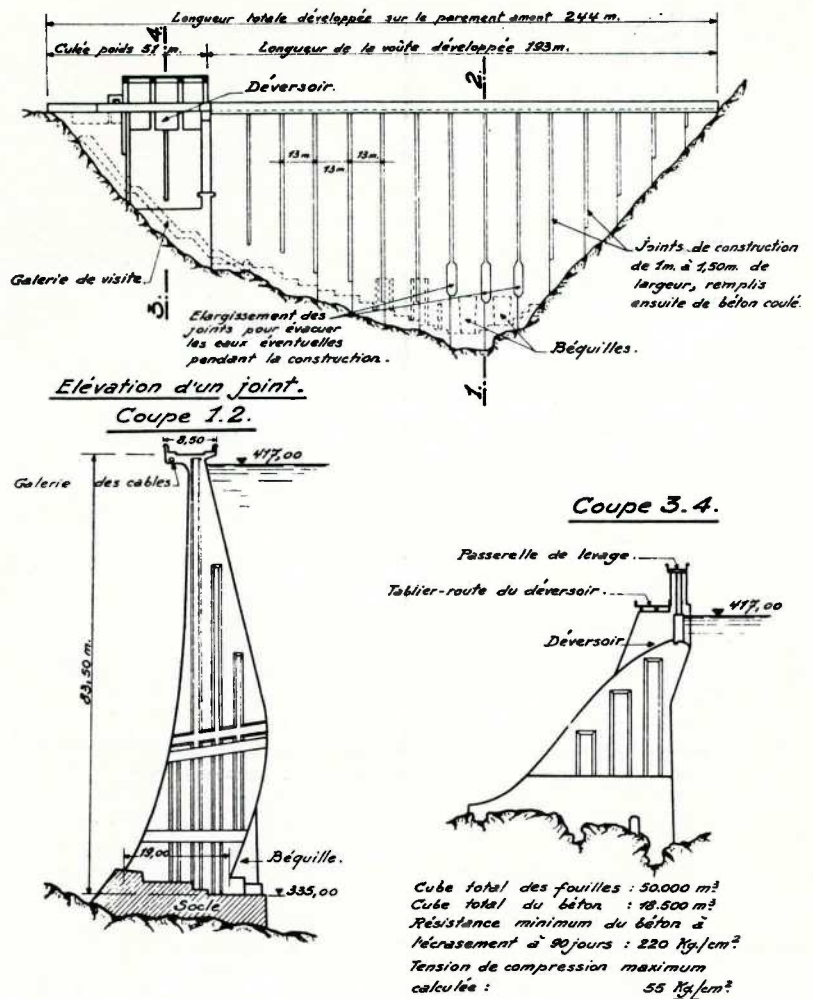


Fig. 12. — Barrage de Marès (France).

Les tendances actuelles consistent à accepter des contraintes admissibles de plus en plus grandes. A titre d'exemple on peut citer les valeurs suivantes :

- barrage de Marès (1935) 25 kg/cm² (fig. 12)
- barrage de Capdelon (1953) 46 kg/cm²
- barrage du Gage (1955) 100 kg/cm² (fig. 13).

Ce dernier ouvrage est un barrage-voûte d'une hauteur de 38 m, un rayon amont de 65 m, une longueur à la crête de 148 m, une épaisseur à la crête de 1,30 m et une épaisseur à la base de 2,57 m. Le barrage est caractérisé par son exceptionnelle minceur. Il s'agit d'un ouvrage expérimental destiné à fournir des données en vue des réalisations ultérieures. Les contraintes théoriques moyennes du béton à la clef de la voûte, sous l'influence de la charge hydrostatique, est de l'ordre de 100 kg/cm² alors que le béton avait une résistance de 350 kg/cm² à 90 jours. Les opérations de remplissage du réservoir ont été effectuées avec soin à intervalles de six mois suivant un programme défini. Les déformations radiales, tangentielles et verticales, ont été déterminées, d'une part par les méthodes topographiques habituelles, avec perfectionnement de détail devant permettre une interprétation plus rapide des résultats, d'autre part par une centaine d'extensomètres acoustiques à cordes vibrantes. Il a été pris environ 10.000 lectures. Les contraintes et les défor-

FORME DES MURS

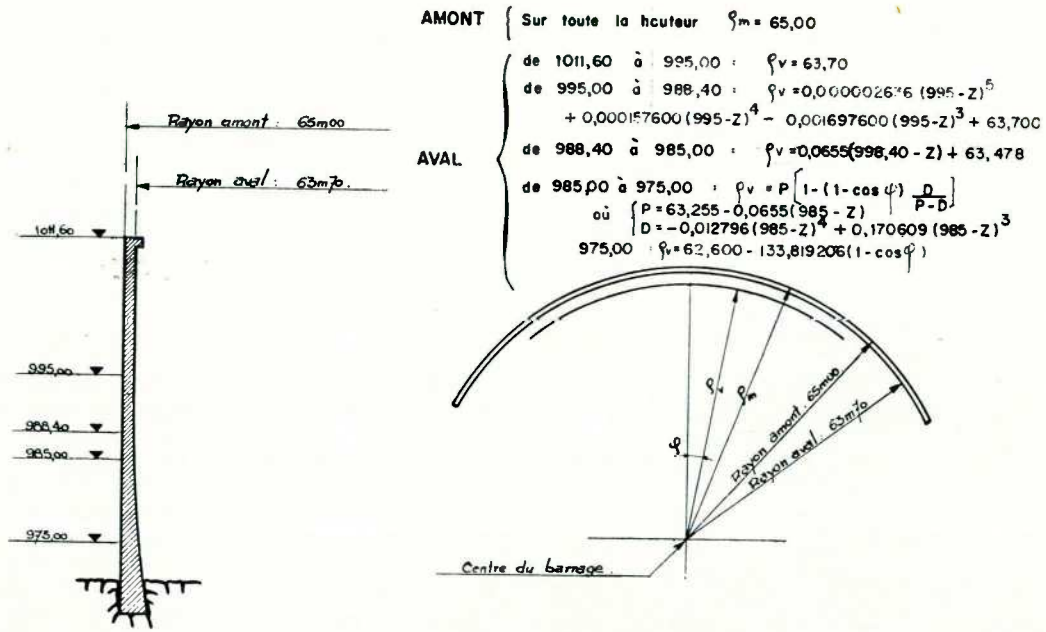


Fig. 13. — Barrage expérimental du Gage.

mations ont été estimées par plusieurs méthodes de calcul. Pour la détermination des contraintes à la clef ou au rein il a paru préférable d'appliquer la méthode des voûtes plongeantes plutôt que la méthode de réglage radial à la clef. Les conclusions que l'on peut tirer des constatations faites sur le barrage du Gage peuvent se résumer de la façon suivante : le barrage s'est remarquablement bien adapté grâce à son extrême minceur ; après une certaine adaptation des fondations, l'ouvrage s'est comporté d'une manière élastique ; les contraintes dépendent pratiquement exclusivement des charges hydrostatiques : les contraintes thermiques restent très faibles grâce à l'extraordinaire minceur du barrage et les contraintes maxima dans le béton sont de l'ordre prévu ; d'une manière générale la répartition des contraintes et les déformations radiales correspondantes, dues à la charge hydrostatique, suivent les calculs à l'exception des déformations tangentielles. Le barrage de Tolla (fig. 14) construit en Corse tient compte de l'expérience acquise au barrage du Gage. Les contraintes maximales calculées avec la formule du tube atteignent 80 kg/cm². Le rapport de l'épaisseur à la hauteur de retenue est de 2,3 % et cet ouvrage est, sans doute, le plus élancé réalisé dans le monde.

Les contraintes admissibles que l'on vient d'indiquer se transmettent évidemment au rocher de fondation et celui-ci doit être capable d'y résister. S'il n'en était pas ainsi la solution voûte mince serait à rejeter, à moins de prévoir des culées formant blocage transversal et répartissant les contraintes sur la roche.

Le barrage-voûte de l'Aigle construit sur la Dordogne en 1940-45 a une hauteur de 55 m au-dessus des fondations. Sa base repose, sur environ 1/5° de sa longueur, sur un seuil tampon qui obture une gorge inférieure de la vallée. La hauteur de ce seuil atteint 55 m et son épaisseur moyenne est de 30 m. Cet ouvrage est remarquable en particulier par la valeur très élevée du rapport de la largeur de la vallée à la hauteur : $l/h = 6$.

Grâce à leur grande surface et à leur faible épaisseur les barrages-voûte présentent des facilités au refroidissement des bétons, ce qui permet de claver les joints sans perdre de temps avant la mise en charge de l'ouvrage. L'équilibre thermique s'établit plus rapidement et la température de l'ouvrage suit mieux les fluctuations extérieures. Etant donné son degré d'hyperstaticité, on peut négliger en partie les tractions et même les fissures qui en résultent dans certaines parties de l'ouvrage. On peut également recourir à une reprise périodique des injections des joints pendant deux ou trois ans, durant les saisons froides, ce qui permet de remplir le réservoir avant l'achèvement définitif des injections. Si la voûte est mince, le béton est soumis à des retraits de diverses natures et des effets thermiques qui s'avèrent heureux, car ces contraintes préalables sont nettement moindres. Compte tenu des grandes contraintes admissibles que supporte le béton des barrages-voûte, ceux-ci doivent être exécutés avec grand soin et la surveillance des travaux devra prévoir de nombreux contrôles et essais sur chantier.

*
* *

Tout le monde a encore présent à l'esprit la catastrophe de Fréjus (France). Dans la nuit du 2 au 3 décembre 1959, le barrage de Malpasset s'est brusquement écroulé. Situé à 10 km au nord de Fréjus, sur la rivière Reyran les 55 millions de m³ d'eau de la retenue se sont précipités dans la vallée emportant une partie de la ville de Fréjus et occasionnant la mort de 421 personnes.

La vallée de Reyran, au droit de l'implantation du barrage, a la forme d'un trapèze ayant 30 m à la base inférieure et 180 m à la partie supérieure. Le barrage est un barrage-voûte mince en béton (fig. 15). La hauteur maximum au-dessus du fond de la vallée est de 58 m, l'épaisseur de la crête est de 1,50 m et l'épaisseur à la base est de 6,91 m.

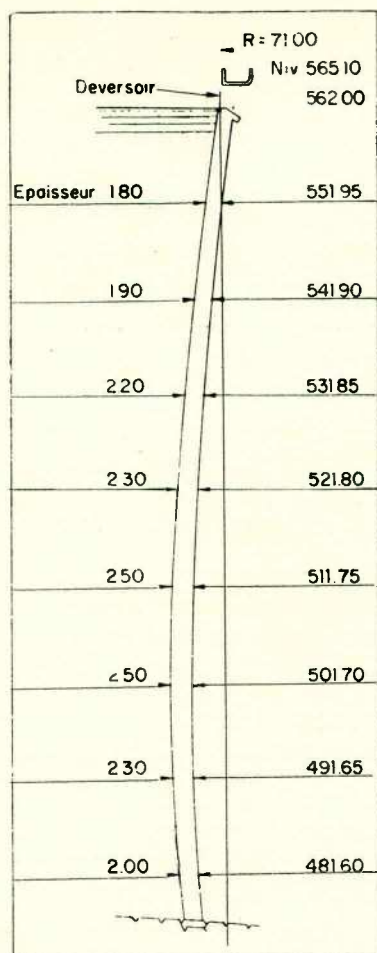


Fig. 14. — Coupe dans le barrage de Tola (Corse).

Le niveau du fond de la rivière Reyran est à la cote 42,50 et la retenue maximum normale est à 98,50. Une vanne de vidange de fond permettant un débit de 50 m³/sec est prévue à la partie centrale du barrage, à 5 m au-dessus du niveau du fond de la rivière. Un déversoir est établi à la cote 100,40. Son débit maximum peut atteindre 250 m³/sec alors que le débit maximum observé de la rivière Reyran a atteint 120 m³/sec.

Les premières études relatives à l'emplacement du barrage datent de 1946. Le professeur Corroy, qui enseigne la géologie à la Faculté des Sciences à Marseille, a été chargé d'investiguer les divers sites à retenir pour l'emplacement de la construction d'un barrage. Il en a retenu six, parmi lesquels, avec certaines réserves, l'emplacement sur lequel a été érigé le barrage de Malpasset. Il a en effet écrit en 1956 dans le « Bulletin de travaux de laboratoire de géologie de la Faculté des Sciences de Marseille » : « les falaises rive droite et rive gauche du Reyran montrent que la roche métamorphique est traversée par maints filons d'une roche à gros éléments cristallins, donc très altérable, la pegmatite. On les observe surtout sur les bords même du lit de la rivière. Ils sont plus ou moins réguliers ou noyés irrégulièrement dans la masse des gneiss suivant les diaclases et cassures

de ces dernières. Toutes ces observations superficielles montrent que la série des gneiss du Rayan est loin d'être homogène et que les assises d'un futur barrage en ce lieu doivent être préparées par des travaux de recherche. Notons surtout le pendage aval des gneiss et la présence de pegmatite aux phénocristaux facilement altérables, comme susceptibles de provoquer des pertes plus ou moins importantes sous l'ouvrage et dans les épaulements rocheux du barrage. »

En 1948, les premières études d'avant-projet sont préparées par le cabinet d'études Coyne et Bélier et en 1951, un contrat définitif confié à ce bureau pour l'élaboration du projet du barrage de Malpasset.

En 1952, les travaux sont adjugés aux entreprises Ballo et Djanotti Frères et le bétonnage du barrage commence en 1953. Lors de l'ouverture des fouilles on a eu certaines inquiétudes concernant la qualité de la roche rive gauche et le barrage a été renforcé par une culée d'appui. En décembre 1954 les travaux sont terminés et le barrage est réceptionné définitivement en janvier 1959. Entre-temps, il avait été mis en charge très lentement : en septembre 1955, l'eau atteint la cote 79,75, en juillet 1956 elle atteint la cote 83,85, en juillet 1958 elle atteint la cote 87,30 et enfin en juillet 1959 elle atteint la cote 94,10, alors que la retenue normale est établie à la cote 98,50. Avant son écroulement le barrage n'avait donc pas encore été entièrement chargé. Fin 1959, de fortes pluies s'abattent sur la région, le Reyran se transforme en un torrent et l'eau monte rapidement derrière le barrage.

Le jour de l'accident on ouvre la vanne de vidange de fond qui est capable d'un débit de 50 m³/sec. L'eau continue néanmoins à monter dans la retenue, elle atteint la cote du déversoir et se met à déverser par-dessus le barrage et c'est à ce moment que l'ouvrage est emporté.

Il semble que la cause principale de l'accident soit la qualité des roches de la rive gauche. De l'eau s'est infiltrée sous pression dans les diaclases et la roche a cédé. Le béton a ensuite été emporté créant une brèche de 130 m à la partie supérieure sur 70 m à la partie inférieure.

Une Commission d'Enquête a été désignée pour rechercher les causes de ce grave accident. Les experts qui en font partie ont déposé un rapport provisoire exposant l'état de leurs recherches sur les circonstances qui ont entraîné la rupture.

Ce rapport a été reproduit in extenso dans le Génie Civil du 1^{er} juin 1960. On trouve ci-dessous quelques extraits caractéristiques de ce rapport :

« Au cours des visites sur le terrain, la Commission a pu constater que les blocs de bétons provenant de parties inférieures du barrage rompu comportaient, liés étroitement avec le béton, des éléments du rocher de fondation et que ces éléments étaient sains. Cette constatation essentielle permet à la Commission de penser que le barrage a été fondé conformément aux règles de l'art et que le traitement de la liaison béton-rocher avait été correctement effectué lors de l'exécution : aucun reproche n'est à formuler sur ce point. L'examen du barrage, après la catastrophe, montre, d'une part des déplacements importants de la culée rive gauche, et, d'autre part, un mouvement des parties subsistantes de l'ouvrage qui s'est déplacé, à l'exception de l'extrémité rive droite. Cette

observation liée à l'observation rapportée ci-dessus permet d'affirmer que la cause déterminante de la catastrophe est une rupture du rocher en dessous des fondations, rupture ayant entraîné des déplacements importants de l'ouvrage — notamment de la culée — et la ruine de cet ouvrage.

» Au cours de ses prochains travaux, la Commission cherchera à préciser davantage le processus exact de rupture ; son examen portera entre autres sur les points suivants :

» Les injections d'étanchéité avaient été faites dans les conditions habituellement suivies, compte tenu du résultat des injections d'essai, mais ces dernières avaient montré que l'absorption de ciment était très faible : l'imperméabilité générale du terrain de fondation, bonne en soi, gêne l'écoulement d'infiltrations accidentelles susceptibles alors d'engendrer des sous-pressions. Or, un certain nombre de faits de la vie du barrage ont peut-être pu favoriser l'infiltration d'eau venant affaiblir la fondation, notamment dans l'intérieur du dièdre actuellement dégagé rive gauche, dièdre délimité par un plan aval très continu et par des plans amont successifs correspondant à des fissures tectoniques : ce sont l'exécution de tirs de mines lors de la construction de l'autoroute, les mouvements d'un barrage exposé aux rayons solaires dans sa

partie supérieure se dilatant d'autant plus librement que le remplissage de la retenue n'était pas complet, et aussi les pluies exceptionnelles des dernières journées précédant la catastrophe, pluies qui ont pu provoquer des infiltrations ayant cheminé dans certains plans de cassures.

- » La Commission a entrepris deux études importantes:
- la détermination du coefficient d'élasticité de la roche en place par mesure directe faite à partir d'une galerie implantée sur la rive gauche, à l'aval de l'emplacement du barrage ;
 - la détermination par mesure sismique des qualités mécaniques de la roche en place et de sa sensibilité notamment aux explosions.

» Elle a décidé en outre d'entreprendre divers essais sur échantillons du rocher et espère que ces études lui apporteront des éléments permettant de préciser le mécanisme de rupture et de formuler des recommandations en vue d'éviter le retour de semblables catastrophes : elle tient dès maintenant à affirmer que la technique des barrages-voûte minces n'est pas en cause, leur sécurité étant parfaite, pour autant que l'ensemble des appuis est en état de supporter durablement les efforts transmis par une telle structure. »

* *

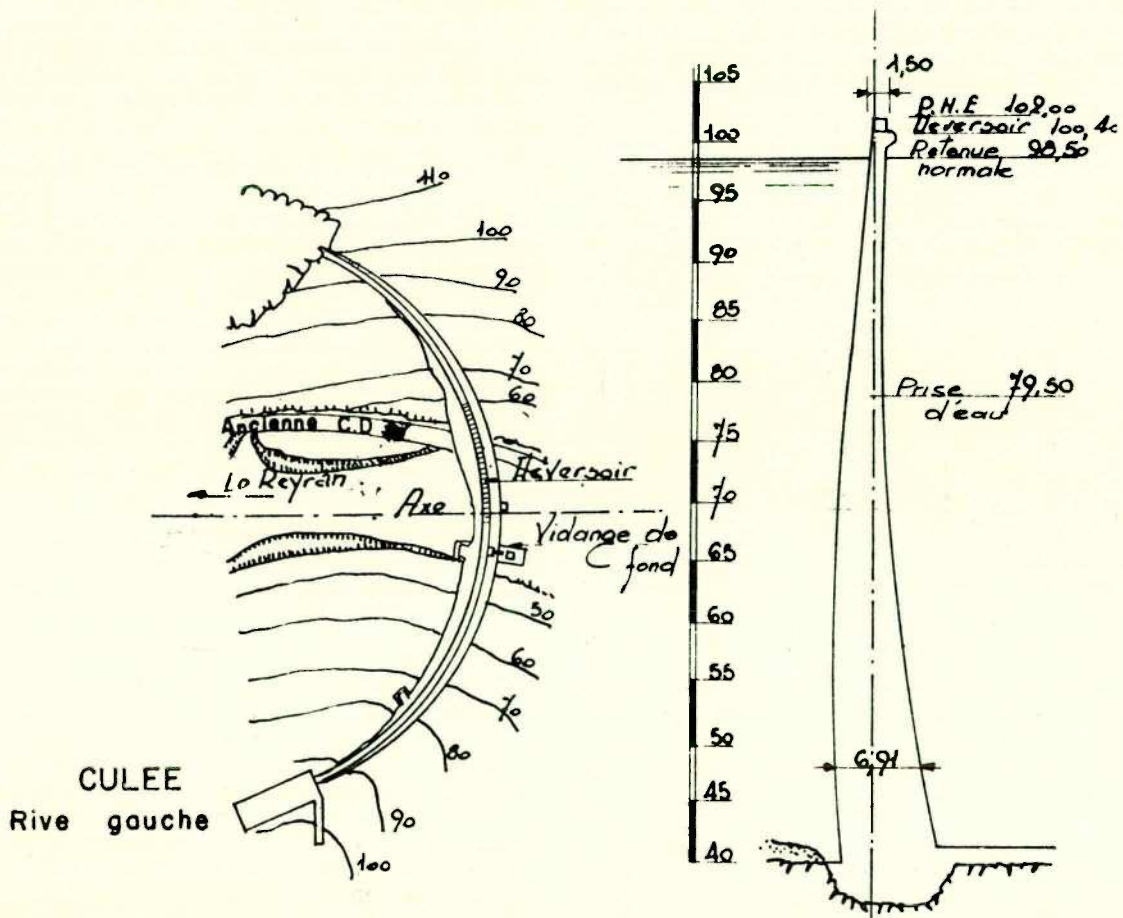


Fig. 15. — Barrage de Malpasset emporté en 1959.

Les barrages-voûte permettent de réaliser des économies très importantes sur le volume du béton par rapport aux barrages-poids.

L'économie de matière est en général comprise entre 1/3 et 2/3. L'économie dans le prix de l'ouvrage est légèrement moins importante car le béton utilisé dans les barrages-voûte est plus coûteux et les coffrages sont plus compliqués. Toutefois leur emploi n'est possible que dans les vallées de largeur relativement faible par rapport à la hauteur. Si le rapport l/h dépasse la valeur 6 la solution barrages à voûtes multiples ou à contreforts est en général plus économique. Les barrages-voûte ne peuvent être réalisés que si la résistance des rives de la vallée aux poussées est assurée. Dans le cas où les appuis ne présentent pas la résistance suffisante il est nécessaire de les consolider au moyen d'injection de ciment et de construire éventuellement des culées massives en béton qui répartissent les efforts. Bien que le calcul des barrages-voûte soit imparfait, les accidents sont relativement rares et on a indiqué qu'ils peuvent, en général, résister à une élévation de la hauteur de retenue.

Le barrage-voûte est par sa forme seule assuré contre le renversement et contre le glissement.

IV. Les barrages à contreforts.

Les barrages à contreforts comprennent un masque d'étanchéité constitué soit par des dalles pleines, soit par des voûtes, soit par des coupoles ou des coques et des contreforts en béton, qui reportent sur le sol les poussées exercées par le masque d'étanchéité. Le type le plus courant de ce genre d'ouvrage est le barrage à voûtes multiples, qui est constitué d'un certain nombre de voûtes en béton ou en béton armé de faible épaisseur s'appuyant sur des contreforts en béton.

Ces ouvrages permettent de barrer de très larges vallées et, dans certaines circonstances, de franchir des zones de sol de fondation défectueuses en descendant seulement les contreforts jusqu'au rocher sain. Ces barrages sont légers, leur poids est faible par rapport à la poussée de l'eau et il est indispensable, pour qu'ils ne se renversent pas, de donner au parement amont une forte inclinaison (45°) sur l'horizontale. D'autre part il ne faut pas fonder le barrage sur un radier général continu afin d'éviter les sous-pressions et de réduire celles-ci à celles correspondant à l'appui des contreforts sur le sol de fondation. On doit s'assurer que le barrage ne risque pas de glisser en contrôlant le coefficient de glissement compte tenu de la poussée horizontale de l'eau Q_h , de la composante verticale Q_v de celle-ci et du poids P dont on soustraira la sous-pression S de l'eau dans les contreforts.

La valeur du coefficient de frottement f , béton sur fondation s'écrit alors

$$f = \frac{Q_h}{Q_v + P - S}$$

Les sous-pressions dans les contreforts sont faibles à cause de leur faible largeur et de la diffusion qui y correspond.

Le sol entre les contreforts doit rester visible afin de localiser les infiltrations et de les supprimer éventuellement.

Le calcul des voûtes et des contreforts se fait suivant les méthodes qui ont été indiquées pour les barrages-poids et les barrages à voûte unique. Dans les voûtes inclinées à l'amont la poussée de l'eau croît de la clé vers les naissances et il faut en tenir compte dans les calculs.

Les contraintes admissibles dans les barrages à voûtes multiples sont les mêmes que celles que l'on admet pour les barrages à voûte unique.

Pour les très hauts barrages et les très grandes portées on choisit parfois des voûtes dont la courbure croît fortement aux naissances, c'est-à-dire des arcs en anse de panier qui sont, de plus, moins sensibles aux effets de température et de retrait.

L'emploi de voûtes, comme paroi de retenue, permet d'obtenir une bonne utilisation des matériaux et de réduire les réactions que produirait une seule grande voûte fermant toute la vallée.

Afin de stabiliser les contreforts on peut les ancrer au moyen de tirants métalliques. Ceux-ci sont particulièrement recommandés quand le coefficient de frottement est faible. Ce procédé est néanmoins assez coûteux et n'est pas toujours à appliquer.

L'épaisseur supérieure des contreforts est en général choisie à $1/10^e$ de leur écartement. De nombreux ingénieurs considèrent que les barrages à contreforts et voûtes multiples s'adaptent aux tassements différentiels des fondations. D'autres estiment cependant que la fondation doit être de bonne qualité étant données les contraintes importantes transmises au sol par les contreforts.

Les faibles quantités de béton mises en œuvre et les grandes surfaces de refroidissement permettent une exécution rapide.

Les tensions internes dues aux variations extérieures de la température doivent être prises en considération. Afin d'éviter les risques de fissuration on peut prévoir un quadrillage d'acier sur les faces amont et aval des voûtes. Les efforts de traction éventuels sont repris par des armatures.

Dans les anciennes constructions on prévoyait entre les contreforts des contreventements qui avaient pour but d'empêcher leur flambage. La tendance actuelle consiste à prévoir des contreforts suffisamment puissants pour éviter ces constructions. De même, dans les anciennes constructions, l'écartement des contreforts était faible, souvent voisin de 15 m, alors que dans les constructions modernes on augmente appréciablement la portée des voûtes (50 à 60 m). Pour déterminer la portée la plus économique il est nécessaire, dans chaque cas particulier, de faire une étude comparative faisant entrer en ligne de compte les prix unitaires du béton, des coffrages, des armatures, la hauteur de retenue et les critères de calcul pour les voûtes et les contreforts.

Au barrage de Nebeur (1954), sur l'oued Mellègue (Tunisie), pour une hauteur de retenue de 70 m, l'écartement des contreforts est de 50 m avec 5 voûtes d'une épaisseur maximum de 7 m (fig. 16).

A Grandval sur la Truyère (1959) en France, pour une hauteur de retenue de 76 m, l'écartement des contreforts est de 50 m avec 6 voûtes d'une épaisseur maximum de 4,40 m.

Pour l'aménagement hydroélectrique du fleuve Congo à Inga, le bureau d'études ABELINGA a présenté (1959) un projet, qui pour une hauteur de retenue de 45 m, prévoyait des contreforts espacés de 50 m avec 10 voûtes d'une épaisseur maximum de 4 m 50.

A Bekhme, en Irak, le bureau d'études américain Harza (1953), pour une hauteur de retenue de 122 m, a prévu des portées de contreforts de 61 m avec des épaisseurs de voûte de 13,10 m.

On peut également noter un projet de l'ingénieur Freyssinet qui consiste à réaliser le barrage avec des contreforts résistant à la traction. Dans ce cas, les contreforts sont disposés à l'amont et fonctionnent comme des contrepoids.

Le barrage est implanté dans une vallée dont la partie centrale est très encaissée et qui s'élargit ensuite brusquement et appréciablement. La partie encaissée de la vallée est fermée par un massif plein au-dessus duquel un barrage à voûte multiple ferme la partie large de la vallée.

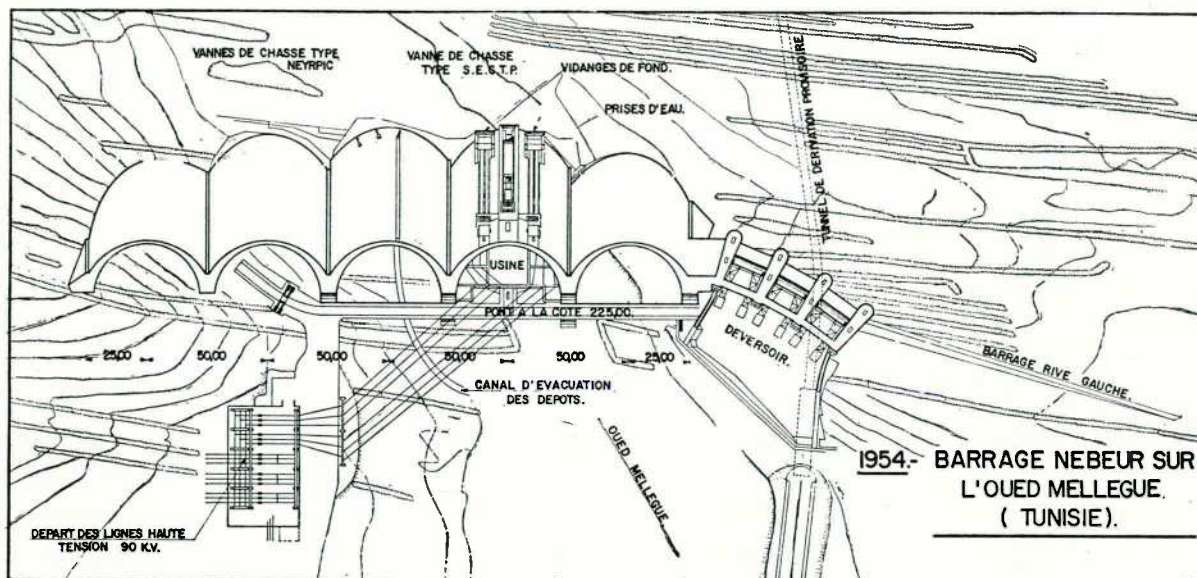


Fig. 16. — Barrage à voûtes multiples de Nebeur.

On signale peu d'accidents survenus à des barrages à voûtes multiples.

L'accident le plus connu est celui du barrage du Gleno (Italie) dans les Alpes Maritimes entre la Valetine et le Val Carmonica où périrent 600 personnes et qui survint le 1^{er} décembre 1923. Cest ouvrage (fig. 17 et 18) haut de 55 m s'est écroulé par suite de très graves défauts de construction et la retenue de 6 millions de m³ s'est vidée en 16 minutes.

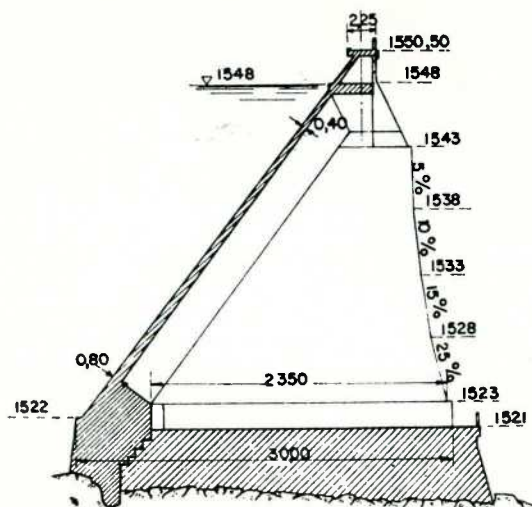


Fig. 17. — Barrage du Gleno (Italie) emporté en 1923.

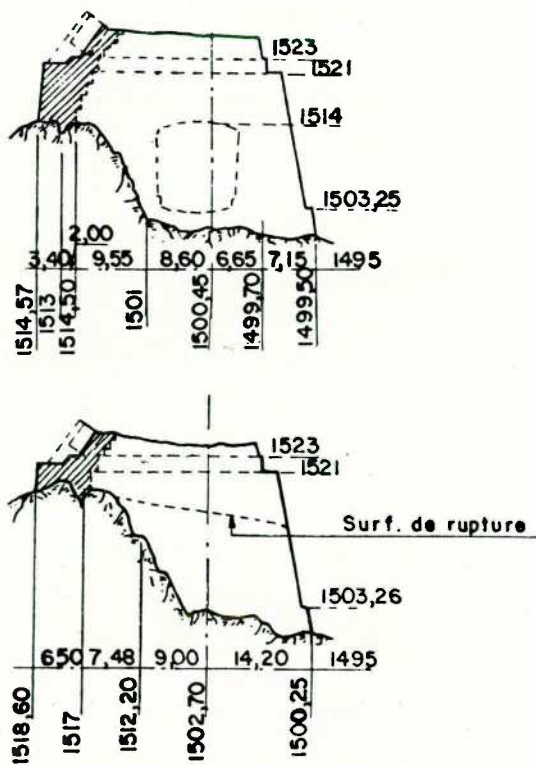


Fig. 18. — Barrage du Gleno
Détail des fondations.

Les principales raisons de la rupture du barrage de Gleno peuvent être résumées comme suit :

- 1) l'emplacement du barrage a été mal choisi car le terrain de base est fortement incliné vers l'aval, ce qui augmente appréciablement le risque de glissement ;
- 2) la face aval du barrage plein fermant la partie encaissée de la vallée n'a été pourvue d'aucun revêtement ce qui a permis les sous-pressions dans le radier ;
- 3) on n'a pris aucune précaution pour augmenter la résistance au glissement des contreforts : ceux-ci reposent simplement sur la surface plane et lisse du béton de fondation inférieur ;
- 4) l'exécution du barrage a été menée avec peu de soin. Le mur plein était spongieux car il a été maçonné avec un mortier de chaux qui, même après l'accident, ne semblait pas avoir fait entièrement prise. Les contreforts ont été conçus en caissons et seules les parois latérales ont été réalisées en béton. Le vide existant entre les contreforts a été rempli par des enrochements et cette masse a été ensuite noyée par du mortier.

Les experts qui ont étudié les causes du renversement du barrage du Gleno ont été étonnés de ce que celui-ci avait pu tenir pendant plusieurs mois après sa mise en eau.

précautions ont été prises : d'abord incliner les voûtes beaucoup plus que d'habitude ($22^{\circ}40'$) pour augmenter la composante verticale de la poussée de l'eau, ensuite charger le radier avec une couche de sable, enfin exécuter un parafouille amont de 17 m de profondeur.

Le barrage à voûtes multiples est plus avantageux que le barrage-poids évidé car les éléments porteurs sont plus minces et plus espacés. Le voile amont étant constitué de voûtes dont la portée peut être grande, on compense la légèreté de l'ouvrage par une inclinaison plus forte du parement amont en vue d'accroître la composante verticale de la poussée de l'eau. Economiquement parlant cette solution présente un grand intérêt si l'on arrive en même temps à s'affranchir des cintres pour le bétonnage des voûtes, à donner à celles-ci une grande portée et à les traiter en gros béton et non en béton armé. Le bétonnage sans cintre n'offre pas de difficulté si le fruit du berceau reste limité au voisinage de un tiers : on coffre alors en porte à faux. La portée des voûtes n'a théoriquement pas de limite sinon dans la capacité de résistance du béton que l'on est généralement loin d'épuiser. Dans les vallées larges le barrage avec contreforts espacés de plusieurs dizaines de mètres et supportent des berceaux voûtés, épais ayant une pente à deux tiers environ. Le volume de béton descend vite au tiers seulement de celui du barrage-

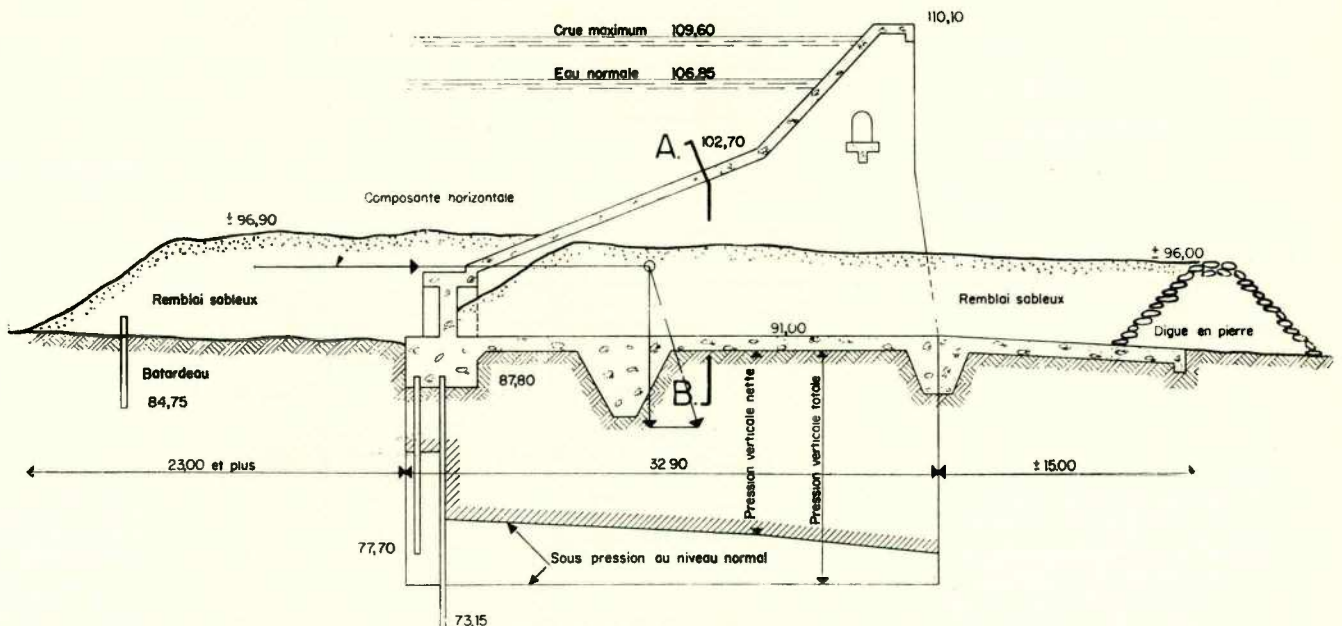


Fig. 19. — Barrage de Sherman Island (U.S.A.) 1923.

Il est intéressant de signaler le barrage de Sherman Island (fig. 19) sur l'Hudson aux Etats-Unis, qui repose sur un terrain de sable et de pierres dans la partie centrale sur près de 220 m de longueur et sur le rocher dans les parties latérales. Malgré ce mauvais sol de fondation, favorable aux sous-pressions, le barrage est à voûtes multiples et contreforts reposant sur un radier général. Le barrage a 20 m de hauteur au-dessus du radier. Trois

pois sans que l'on soit conduit pour autant à un bétonnage trop difficile. En poussant le projet on arrive même aux environs de un quart du barrage-poids.

Un exemple typique de cette sorte de barrage date d'une vingtaine d'années: c'est le barrage Saint-Michel où une addition de précontrainte aux piles a permis de limiter le volume de béton à 6.000 m³ contre 30.000 m³ pour un barrage-poids.

L'économie de prix n'est toutefois pas égale à celle du béton car les coffrages sont plus coûteux et l'ouvrage comporte parfois des armatures. Les barrages à voûtes multiples permettent de hautes retenues et peuvent barrer des vallées très larges par rapport à la hauteur, ce qui n'est pas possible avec les barrages à voûte unique. Ces ouvrages sont néanmoins relativement difficiles à exécuter et nécessitent une main-d'œuvre qualifiée et une surveillance sérieuse.

V. Les barrages en terre et en enrochement.

Les barrages en terre ou en enrochement sont constitués par un massif porteur destiné à résister aux pressions de l'eau de la retenue et par des dispositifs d'étanchéité, destinés à empêcher l'eau de filtrer à travers le massif porteur.

Les barrages en terre peuvent être soit homogènes lorsqu'ils sont réalisés avec une seule terre, à la fois peu perméable et stable ; soit hétérogène ou à zones (fig. 20), lorsqu'ils sont réalisés par plusieurs terres, certaines très peu perméables, assurant l'étanchéité, et d'autres plus ou moins perméables assurant la stabilité.

Les barrages en terre homogène sont construits avec des mélanges de sable et d'argile ou d'une façon générale des mélanges de sols convenablement dosés et compactés avec des teneurs en eau et des poids spécifiques bien choisis, par essais préalables en laboratoire. Les barrages en terres hétérogènes ou à zones comportent souvent un écran d'étanchéité réalisé par une terre imperméable, telle que de l'argile et des massifs de protection constitués par des mélanges de sol de perméabilité variable, l'ensemble étant convenablement compacté. Les parements amont et aval de ces deux types de barrages sont souvent protégés par des enrochements.

Un point fort discuté, lors de congrès internationaux, est celui de la teneur en eau à réaliser lors du compactage du noyau étanche.

Le U.S. Corps of Engineers recommande de réaliser des teneurs en eau légèrement supérieures à la teneur en eau optimum Proctor, afin d'obtenir une plasticité suffisante et d'éviter la formation de fissures dans le noyau, par suite des déformations du barrage.

Par contre, le U.S. Bureau of Reclamation recommande de réaliser des teneurs en eau légèrement inférieures à la teneur en eau optimum Proctor afin d'éviter

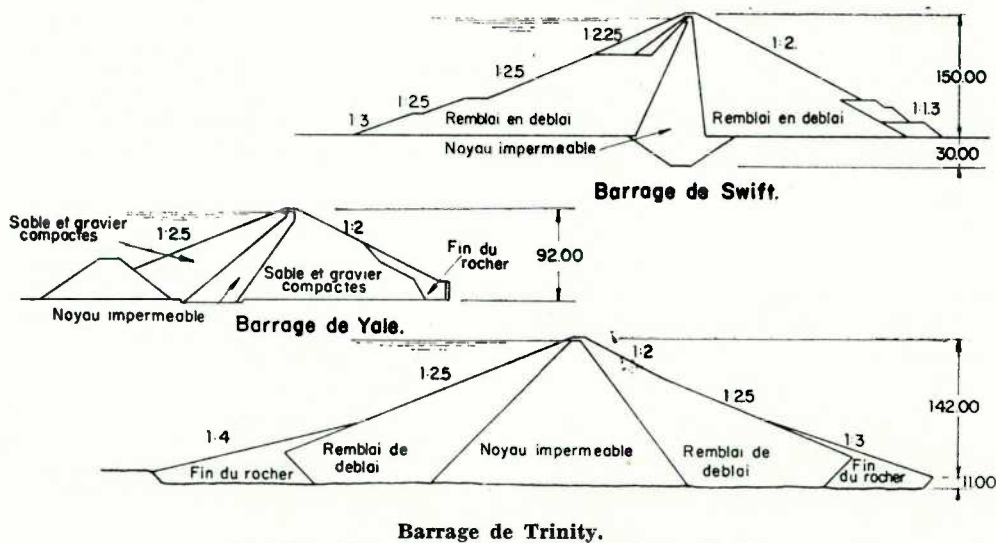


Fig. 20. — Barrages en terre — hétérogène — U.S.A.

Les barrages en enrochement sont réalisés par un massif d'enrochement nécessairement très perméable, mais assurant la stabilité et un écran d'étanchéité très peu perméable. Cet écran doit être aussi souple que possible pour suivre, sans se fissurer, les tassements parfois importants du massif porteur.

Les formes que l'on donne à ces différents types de barrages sont variables avec la nature des matériaux dont on dispose. Les volumes à mettre en œuvre étant toujours importants, on devra, dans chaque cas particulier, s'adapter aux qualités des matériaux que l'on trouve sur place ou à proximité de l'ouvrage.

On devra toujours faire une étude soignée des qualités des terres ou des roches au point de vue de leur perméabilité, de leur faculté de compactage, de leur poids spécifique, de leur résistance au glissement, de leur tassement, de leur consolidation, de leur vieillissement.

que, par suite de la consolidation du noyau, celui-ci, saturé d'eau, voit sa résistance aux contraintes tangentielles diminuée à cause des pressions interstitielles provoquées dans l'eau par le poids des massifs. De plus, les hautes pressions interstitielles agissent sur les couches latérales, ce qui pourrait favoriser les glissements.

Les partisans de la première méthode ou « méthode humide » font valoir qu'ils peuvent se prémunir contre le danger de pressions interstitielles trop élevées en les mesurant régulièrement. Dès que l'on constate qu'elles atteignent des valeurs exagérées, il suffit d'arrêter la construction du barrage et d'attendre jusqu'à ce que la consolidation soit jugée suffisante.

Les partisans de la seconde méthode ou « méthode sèche », répondent à cela que si le matériau du noyau est presque imperméable, les temps d'arrêt de la construction seront fort longs. Ils estiment, de plus, que l'on peut

éviter les inconvénients des fissures ou crevasses éventuelles de la masse argileuse en prévoyant, à l'amont et à l'aval de celle-ci, des filtres ayant une granulométrie et une épaisseur telles qu'ils colmateront les crevasses.

Le professeur Terzaghi, qui s'est déclaré en faveur de la méthode sèche, a fait remarquer que la première méthode, entraînant une pression interstitielle qui réduit la résistance aux contraintes tangentielles, exige des talus à pentes plus faibles et, de ce fait, augmente le coût de la construction.

Au point de vue pratique, il faut de plus remarquer qu'il existe une teneur limite en eau au-delà de laquelle le fonctionnement du matériel de compactage sur le massif devient impossible. La teneur en eau à la mise en place pour chaque matériau est donc limitée du côté sec par l'exigence de non tassement à la saturation et du côté humide par la possibilité pratique de travail sur le massif. Entre ces deux limites, la teneur convenable en eau doit être choisie en considérant tous les facteurs qui influencent le comportement utilitaire, la stabilité et l'économie du barrage. Les conditions météorologiques interviennent également dans le choix de cette teneur en eau à la mise en place. Dans les régions sèches, la rareté de l'eau peut ne pas permettre la mise en place par voie humide ; d'autre part, dans les régions humides, il peut être impossible de sécher suffisamment les matériaux.

On voit que l'opposition farouche des doctrines s'atténue ou disparaît devant certains faits dont on ne peut pas ne pas tenir compte.

En conclusion, on peut dire que pour chaque type de matériau, il existe une méthode de compactage particulièrement favorable.

Compte tenu de l'extrême diversité des caractéristiques des sols, des essais en laboratoire et sur chantier seront nécessaires pour le choix de la méthode et de l'équipement qui conviennent le mieux dans chaque cas particulier.

Les barrages en enrochement comprennent un massif d'enrochement et un écran d'étanchéité. Ce dernier peut être réalisé par des plaques de béton armé articulées, par une chape bitumineuse souple ou par un écran en terre imperméable compactée. Les blocs formant l'enrochement peuvent être arrimés, c'est-à-dire disposés avec soin en imbriquant les petits éléments dans les vides des gros, ce qui augmente la compacité et réduit les tassements, ou déversé en vrac, ce qui suppose des tassements appréciables auxquels on pourra remédier, dans une certaine mesure, par arrosage puissant pendant la mise en place ; une chape d'étanchéité souple, s'adaptant aux déformations est alors indispensable. Le procédé de construction par déversement en vrac a le grand avantage de ne pas nécessiter l'utilisation de main-d'œuvre qualifiée. Dans certains cas, le déversement peut se faire directement dans la rivière, sans la détourner, les blocs se mettant à leur place sous l'effet du courant. De nombreux barrages en pierres lancées dans l'eau courante ont été construits en Russie et ont fait l'objet d'études particulières du laboratoire de Recherches hydrauliques de Moscou.

On trouve aux figures 21 et 22 quelques types de barrages réalisés en appliquant les principes généraux que l'on vient de rappeler.

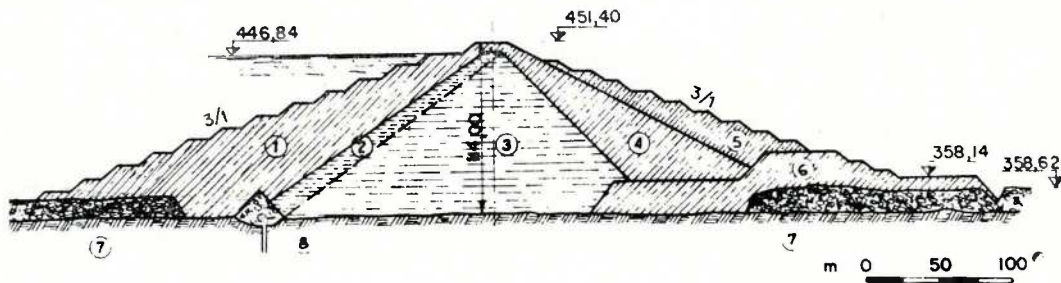


Fig. 21. — Digue de St-Gabriel (Italie).

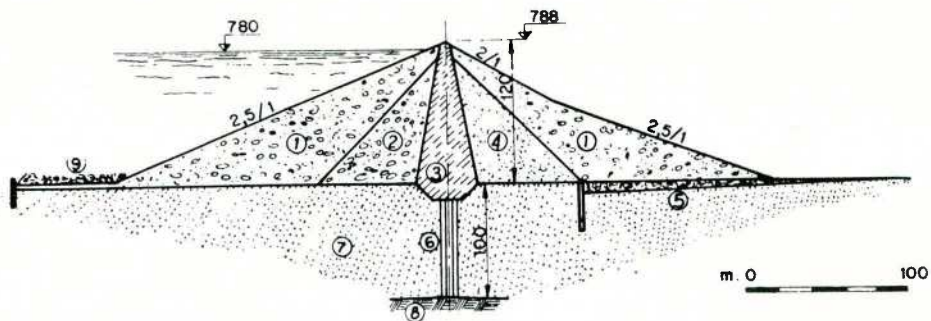


Fig. 22. — Digue de Serre-Ponçon (France).

L'étude de la stabilité des talus ou pentes en terre se fait par application du critère de Coulomb, les ruptures se produisent le long de lignes de glissement que l'on suppose être des arcs de cercles ou des spirales logarithmiques (fig. 23).

Le glissement tend à se produire sous l'effet des forces sollicitantes qui sont le poids du massif et les forces extérieures. Il est empêché par les forces stabilisantes intérieures, qui sont la force de cohésion K et la force de frottement F .

Il y aura sécurité si, d'une part, l'équation d'équilibre de translation montre que :

$$|\vec{R}| \leq |\vec{Q}|$$

et, si, d'autre part, en écrivant l'équation d'équilibre de rotation autour d'un point quelconque, on constate que le moment des forces sollicitantes est plus petit ou égal au moment des forces stabilisantes, c'est-à-dire :

$$M_R \leq M_R + M_F$$

On ne connaît pas a priori suivant quelle ligne le glissement se produira et on devra vérifier la stabilité pour plusieurs lignes possibles. On peut ainsi procéder à un contrôle de la stabilité générale du massif susceptible de glisser.

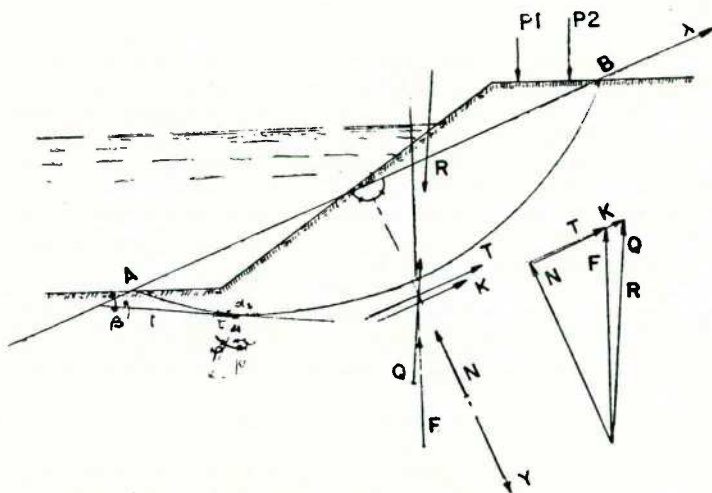


Fig. 23. — Stabilité des talus et des digues en terre. Equilibre Strict.

D'autre part, on peut également faire une comparaison entre les contraintes effectives et les contraintes minima nécessaires pour assurer la sécurité.

Au point de vue des calculs pratiques, on peut alors traiter le problème en considérant le poids spécifique des terres γ , et le système de surcharges éventuelles. On commence par se fixer la valeur d'une des variables (la cohésion τ_0 par exemple) et on cherche la valeur limite de l'autre l'angle de frottement interne ϕ dans ce cas), pour laquelle le talus risque de glisser le long d'une ligne de glissement la plus défavorable. A cet effet, on essaie une ligne de glissement et on détermine la valeur limite de ϕ pour laquelle le glissement peut se produire. On fait ensuite varier la ligne

de glissement à l'intérieur du talus et on détermine le maximum de ϕ . Le couple des valeurs de τ_0 et ϕ est un élément du problème et la ligne de glissement la plus défavorable correspondante est ainsi déterminée. On continue en faisant varier l'autre variable (soit τ_0 dans ce cas) et on détermine ainsi l'ensemble des couples de valeurs limites nécessaires τ_0 et ϕ pour lesquelles le talus considéré est stable avec les lignes de glissement les plus défavorables correspondantes. En comparant les valeurs limites nécessaires avec les valeurs effectivement réalisées ou existantes dans le massif, on peut chiffrer le coefficient de sécurité.

Si on note σ_m et τ_m les valeurs moyennes des contraintes normales et tangentielles le long de la surface de glissement considérée, le coefficient ou facteur de sécurité pourra s'écrire :

$$S = \frac{\tau_m \text{ effectif}}{\tau_m \text{ nécessaire} + \sigma_m \cdot \text{tg } \phi \text{ effectif}} = \frac{\tau_0 \text{ effectif}}{\tau_0 \text{ nécessaire} + \sigma_m \cdot \text{tg } \phi \text{ nécessaire}}$$

Les valeurs de σ_m et de τ_m sont facilement explicitées par la représentation de MOHR (fig. 24). On se donne diverses valeurs des cohésions nécessaires τ_0 nécessaire, et on trace les droites intrinsèques correspondant respectivement aux angles de frottement nécessaires (ϕ nécessaire) pour que le talus soit strictement stable. Le point d'intersection de toutes ces droites donne la valeur de σ_m et, partant, les valeurs correspondantes de τ_m nécessaire. Connaissant τ_0 effectif et ϕ effectif, on peut déterminer la valeur de τ_m effectif et par conséquent S .

Ceci n'est que la traduction d'une propriété bien connue, à savoir que la contrainte tangentielle τ_m nécessaire, strictement nécessaire pour assurer l'équilibre du coin de terre susceptible de glisser, peut être obtenue par la mise en jeu simultanée du frottement interne et de la cohésion, facteurs susceptibles d'être associés l'un à l'autre suivant un grand nombre de combinaisons satisfaisantes. De nombreux couples de valeurs (ϕ , τ_0) répondent donc à la question.

Les cas extrêmes :

$$\begin{aligned} (\phi \neq 0, \tau_0 = 0) \\ \text{et} \\ (\phi = 0, \tau_0 \neq 0) \end{aligned}$$

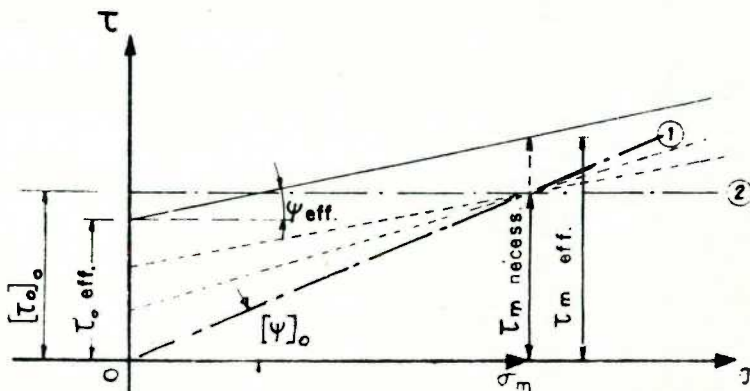


Fig. 24. — Détermination des valeurs moyennes de σ_m et de τ_m pour la représentation de Mohr.

sont particulièrement intéressants car ils permettent de simplifier le problème, tout en correspondant à deux valeurs limites, encadrant les diverses possibilités d'équilibre.

En effet, si on met en place les droites intrinsèques 1 et 2 (fig. 24) relatives à ces deux cas, on obtient la valeur de σ_m par :

$$\sigma_m = \frac{[\tau_0]_0}{\text{tg} [\psi]_0}$$

et le coefficient de sécurité peut s'écrire :

$$S = \frac{\tau_0 \text{ effectif} + \frac{[\tau_0]_0}{\text{tg} [\psi]_0} \text{tg} \psi \text{ effectif}}{\frac{\tau_0 \text{ effectif}}{[\tau_0]_0} + \frac{\text{tg} \psi \text{ effectif}}{\text{tg} [\psi]_0}} =$$

La valeur à attribuer à ce coefficient de sécurité devra être choisie dans chaque cas particulier, suivant l'importance de la construction et les dégâts à envisager en cas de rupture. L'expérience montre que le coefficient de sécurité doit être pris plus grand lorsque l'influence de la cohésion est prédominante. Il peut être pris plus petit si c'est le frottement qui intervient en ordre principal, et dans ce dernier cas, des valeurs $S = 1,3$ à $1,4$ suffisent.

Il est intéressant de rapprocher de la définition du coefficient de sécurité donnée ci-dessus celle proposée par M. A. Lazard au Congrès européen sur la stabilité des talus, tenu à Stockholm en septembre 1954.

L'auteur porte dans des axes ($\text{tg} \psi$, τ_0) les points représentatifs des états d'équilibre limite définis par les couples des valeurs strictement nécessaires ($\text{tg} \psi$ nécessaire, τ_0 nécessaire). Ces points se placent sur une courbe ε à faible courbure, qui se réduit à une droite dans le cas où les contraintes normales σ le long de l'arc de glissement AB sont distribuées de manière symétrique par rapport à la médiatrice de la corde AB (fig. 25).

La courbe ε s'écarte de la droite et prend une certaine courbure dans le cas d'une répartition dissymétrique des contraintes σ .

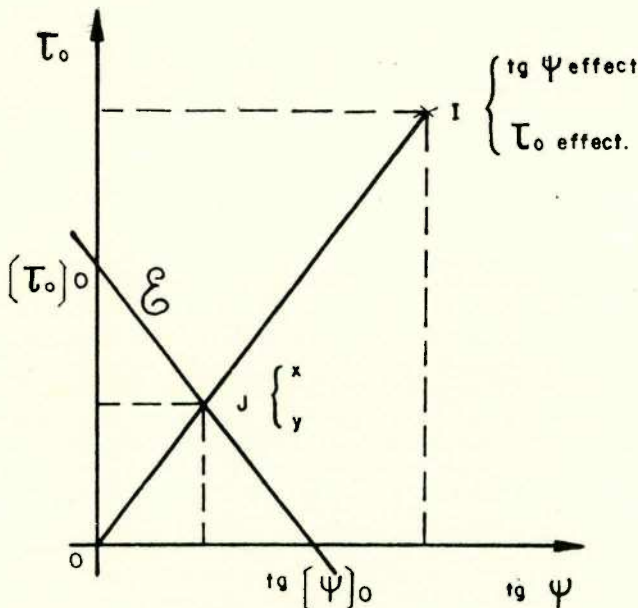


Fig. 25.

Un sol de caractéristiques ($\text{tg} \psi$ effectif, τ_0 effectif) est représenté par le point I dans les axes ($\text{tg} \psi$, τ_0). Si on joint I à l'origine O, la droite rayonnante OI intersecte la courbe ε en J. On définit alors le coefficient de sécurité par le rapport :

$$\frac{OI}{OJ} = S$$

Au point de vue des applications pratiques, la courbe ε peut être confondue avec une droite et les propriétés géométriques de la figure combinée avec l'équation de la droite OI fournissent les 3 relations :

$$\frac{OI}{OJ} = \frac{\text{tg} \psi \text{ effectif}}{x} \quad \text{ou} \quad x = \text{tg} \psi \text{ effectif} \cdot \frac{OJ}{OI}$$

$$\frac{OI}{OJ} = \frac{\tau_0 \text{ effectif}}{y} \quad \text{ou} \quad y = \tau_0 \text{ effectif} \cdot \frac{OJ}{OI}$$

$$\frac{x}{\text{tg} [\psi]_0} + \frac{y}{[\tau_0]_0} = 1.$$

Les expressions de x et y portées dans l'équation de la droite OI donnent :

$$\frac{OJ}{OI} = \frac{\text{tg} \psi \text{ effectif}}{\text{tg} [\psi]_0} + \frac{\tau_0 \text{ effectif}}{[\tau_0]_0} = S.$$

On retrouve ainsi l'expression du coefficient de sécurité donnée précédemment.

Dans la représentation ($\text{tg} \psi$, τ_0), tout sol dont le point représentatif J, se place sur une courbe, homothétique de ε dans le rapport 1,3 par exemple, assure la sécurité minimum $S = 1,3$. En d'autres termes, toutes les terres dont les points représentatifs s'alignent suivant la courbe ε' auront le même coefficient de sécurité minimum 1,3 (fig. 26).

La définition du coefficient de sécurité que l'on vient d'analyser a cependant un caractère conventionnel, car elle suppose que la terre ne mobilise, pour sa sécurité, que des fractions identiques de sa cohésion et de son frottement.

Un sol représenté par un point tel I par exemple, semble assurer une stabilité surabondante. En fait, dans des cas extrêmes, ce sol peut soit mobiliser toute sa cohésion (point I) et une fraction, qui peut être nulle, de son frottement, soit mobiliser tout son frottement (point I) et une fraction, qui peut être nulle, de sa cohésion. (Fig. 26).

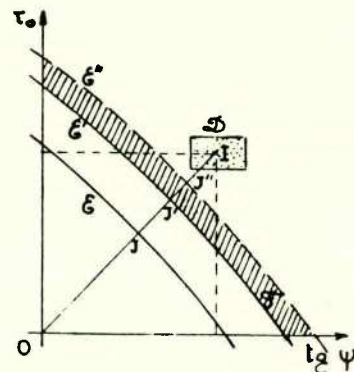


Fig. 26.

Cette remarque montre qu'une sécurité surabondante peut n'être qu'apparente et on est ainsi amené à envisager une analyse statistique et probabiliste de la sécurité, basée sur la dispersion des caractéristiques du sol et des sollicitations du massif.

- A partir de ces considérations, on peut recommander :
- d'entourer le point représentatif I d'un domaine de probabilité D déterminé par l'étude de la dispersion des valeurs ψ et τ_0 ;
 - de pourvoir la courbe ε' d'une frange de dispersion F limitée par la courbe homothétique ε'' mise en place à partir de l'étude statistique de la sollicitation ; par exemple des variations des pressions hydrostatiques ou des surcharges extérieures.

Les positions respectives du domaine D et de la frange F permettent d'estimer la stabilité du talus et la probabilité de glissement. Ainsi, lorsque ces zones ne s'interpénètrent pas, on peut affirmer que le massif étudié est indéfiniment stable (Fig. 26). Par contre, en cas d'interpénétration (Fig. 27), on doit envisager une possibilité de ruine le jour où toutes les circonstances défavorables seront réunies, comme par exemple lors de précipitations à caractère torrentiel.

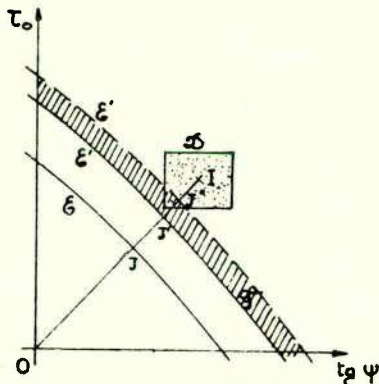


Fig. 27.

Le contrôle de la stabilité des talus argileux peut se faire par deux méthodes qui ont été préconisées et défendues par divers ingénieurs. La première méthode est basée sur l'hypothèse que la résistance aux contraintes tangentielles est constante lorsque les contraintes totales varient, sans drainage. Cela revient à admettre que l'angle de frottement ψ est nul et que la cohésion τ_0 a une valeur constante, comme on peut le déduire par exemple d'un essai triaxial rapide sans drainage. Cette « méthode $\psi = 0$ » est extrêmement commode, car elle permet un calcul rapide et facile.

La deuxième méthode consiste à faire intervenir les contraintes effectives (τ_0 et $\psi \neq 0$) dans le calcul de la sécurité contre le glissement d'ensemble.

Les deux méthodes ont fait l'objet de longues discussions lors de congrès internationaux.

On peut, à leur sujet, faire les remarques suivantes :

- la première méthode est en général applicable au début de la construction d'un massif en argile homogène saturée d'eau ;
- avec le temps, l'argile se consolide et c'est alors la seconde méthode qui est applicable ;
- les deux méthodes ne donnent pas le même coefficient de sécurité ;

d) le coefficient de sécurité varie donc avec le temps. S'il augmente lorsque les contraintes apparentes évoluent vers leurs valeurs effectives, le contrôle par la seconde méthode serait inutile. Au contraire, s'il diminue, ce contrôle est indispensable ;

e) la méthode $\psi = 0$ n'est évidemment pas applicable lorsque l'on se trouve en présence d'argiles raides susceptibles de fissurer ou d'argiles préconsolidées. Elle n'est pas applicable non plus au cas des talus de tranchée, puisque les déblais déchargent le terrain et qu'alors les ruptures apparaissent lorsque les contraintes effectives sont mise en jeu.

Lorsqu'un barrage en terre est mis en charge, l'eau s'infiltré dans le massif et s'écoule d'une façon continue, un état d'équilibre s'établit et c'est la stabilité du talus aval du barrage qui doit en principe être contrôlée dans cet état, car l'effet des pressions de courant de l'eau à travers le barrage tente à emporter le massif aval. Pour stabiliser le barrage, il est nécessaire que les lignes de courant d'eau n'aboutissent pas sur la face aval et on réalise cette condition en drainant convenablement la partie aval du barrage. Lorsque, après une mise en charge prolongée, on procède à une vidange rapide ou brusque de la retenue, l'eau contenue dans la terre peu perméable n'a pas le temps de s'échapper, elle reste sous pression et tend à s'écouler suivant des lignes de courant dirigées vers la face amont. Des pressions hydrostatiques interstitielles importantes existent et ont pour effet de mettre en danger la stabilité du parement amont. Les calculs de stabilité doivent être faits en tenant compte de ces sous-pressions et les coefficients de sécurité sont calculés à partir des valeurs des angles de frottement interne et des cohésions trouvées en laboratoire lors d'un essai de rupture à teneur en eau constante.

En réalité la vidange d'une retenue n'est jamais instantanée et en fait lorsque l'eau s'abaisse, la digue commence à se consolider et la stabilité s'accroît. Le coefficient de sécurité réel est donc un peu plus grand que le coefficient de sécurité calculé. La vidange brusque est la plus défavorable des hypothèses qui peuvent être faites et on pourra admettre des coefficients de sécurité assez réduits. D'autre part on doit remarquer que si l'ouvrage s'écroulait, les conséquences de cet accident ne seraient pas graves étant donné qu'à ce moment les charges hydrostatiques n'existent plus et que la retenue est vide.

*
* *

Un accident qui, bien qu'ancien, mérite d'être retenu est celui qui s'est produit à la digue du réservoir de Cercey (canal de Bourgogne en France) (fig. 28).

En septembre 1835, un important éboulement s'est produit lors d'une vidange. Cet accident a retenu particulièrement l'attention d'Alexandre Collin, ingénieur des ponts et chaussées de France. Il entreprend à ce sujet la rédaction de notes qu'il devait publier en 1846 sous forme d'un ouvrage remarquable au point de vue des connaissances en mécanique des sols à l'époque.

Grâce à ses nombreuses et minutieuses observations de glissements sur les massifs argileux, Collin constate que les surfaces de glissements sont courbes et non planes et il montre que la ligne de rupture et de glissement spontané semble être un arc de cycloïde plane ou une courbe de cette famille. Collin met également en évidence le rôle primordial que la cohésion joue dans la stabilité des talus en terre.

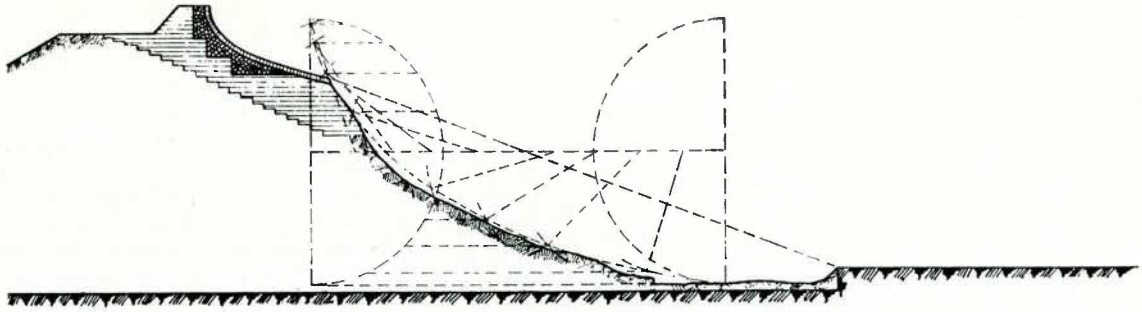


Fig. 28. — Eboulement de la digue du réservoir de Cerey - 1835.
Tracé des cycloïdes de glissement d'après A. Collin.

Un autre accident à retenir est celui qui est survenu à la digue des Charmes qui s'est écroulée en 1909.

Le réservoir des Charmes avait été construit en 1902-1906 pour l'alimentation du canal de la Marne à la Seine (fig. 29).

Les avantages des barrages en terre ou en enrochement peuvent se résumer de la façon suivante :

- a) on peut réaliser actuellement avec sécurité de grandes hauteurs de retenue (Nantahala, U.S.A. : 75 m ; Serre Ponçon, France : 120 m ; Stevens, U.S.A. : 115 m ; Le Marinel, Congo belge : 70 m) ;

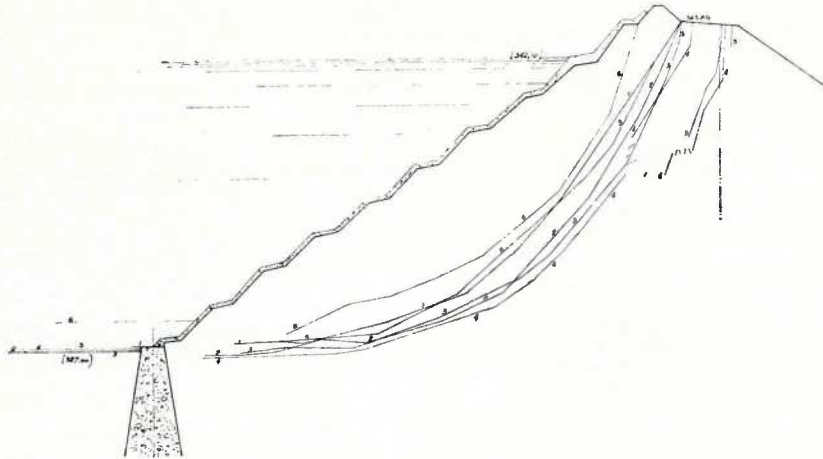


Fig. 29. — Eboulement de la digue des Charmes - 1909.
Relevé des lignes de glissement.

La digue d'une hauteur totale de 16 m 90, exécutée avec grand soin, s'est bien comportée pendant trois ans sans qu'aucun incident ou aucun symptôme précurseur put justifier le moindre doute sur sa stabilité. Néanmoins, après une vidange relativement rapide, elle a subi un glissement suivi d'éboulement, qui a commencé le 20 octobre 1909 et ne s'est arrêté qu'au bout de cinquante-deux jours. L'ingénieur des Ponts et Chaussées Frontard a été chargé d'étudier les causes de cet accident et de faire sur place des mesures de la cohésion et de l'angle de frottement. Frontard a pratiqué au cours des travaux de réfection des sondages dans la masse éboulée. Il les a poussés jusqu'aux surfaces de glissement et a réussi ainsi à déterminer par point l'allure des lignes de rupture dans un certain nombre de profils transversaux. Il a constaté à cette occasion que ces lignes avaient l'allure de cycloïdes, ce qui confirme les constatations faites par Collin.

- b) la construction du barrage nécessite l'utilisation d'un minimum de main-d'œuvre qualifiée. On dispose actuellement de matériel puissant de compactage permettant leur réalisation aisée et rapide ;
- c) le sol de fondation sur lequel s'appuie le barrage peut être de qualité médiocre, l'ouvrage étant déformable et pouvant s'adapter aux tassements éventuels. On peut les réaliser à des emplacements où la construction d'un barrage en béton serait impossible ou anormalement onéreuse. Le barrage de Serre Ponçon sur la Durance en France est construit sur des alluvions ayant plus de 100 m d'épaisseur ;
- d) on trouve souvent, à proximité de l'ouvrage, les matériaux nécessaires à sa construction : sable, gravier, roche, argile, latérite, etc. Le barrage de Serre Ponçon (France) (fig. 22) est construit avec les alluvions de la Durance. Aux Houillères du Bassin de Lorraine, nous avons construit une digue en enrochement avec des pierres de terril. Le barrage Le Marinel (Congo) (fig. 30) est constitué par un enro-

*
*
*

chement en moellons tout-venant de quartzite et par un écran amont d'étanchéité, en granit décomposé et compacté, ces matériaux se trouvant dans le voisinage de l'emplacement de l'ouvrage. Le barrage Bia de 20 m de hauteur (Congo) est également en enrochement de moellons de quartzite trouvés aux environs du chantier ;

- e) les barrages en terre ou en enrochement peuvent facilement être surélevés ou renforcés. Il suffit de surcharger les parements amont et aval et de prolonger les chapes d'étanchéité ;
- f) la mécanique des sols, et la mécanique des roches mettent à la disposition de l'ingénieur des théories,

Les barrages-poids évidés sont plus économiques et craignent moins les sous-pressions. Ils utilisent mieux la matière car les contraintes que l'on peut réaliser sont appréciables. Ils s'adaptent plus ou moins bien aux fondations.

Le barrage-voûte unique est un ouvrage complexe. Par sa forme il est assuré contre le renversement et le glissement. Il peut résister à une surélévation de la retenue. Il exige un sol de fondation de très bonne qualité sur toute la surface de ses appuis. Exécuté dans ces conditions, le barrage-voûte présente une grande sécurité.

Le barrage à voûtes multiples utilise bien le matériau

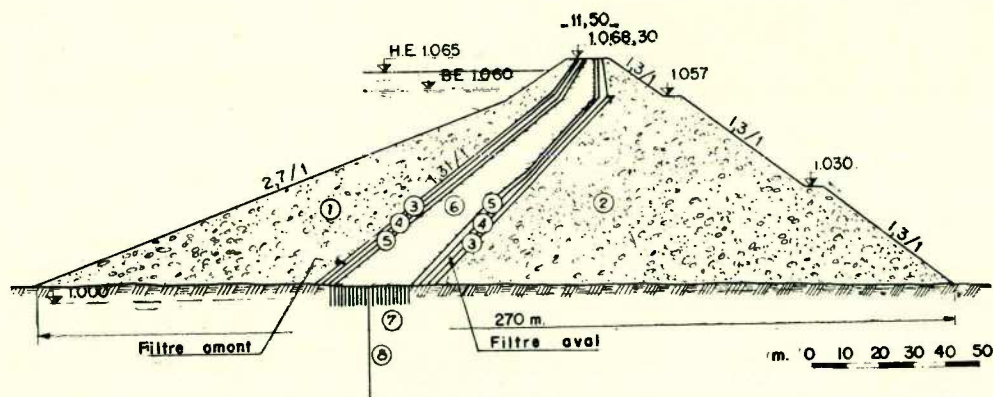


Fig. 30. — Digue Le Marinel (Katanga - Congo).
 (2) enrochements (max. 5 % de moins de 10 cm)
 (1) enrochements (max. 10 % de moins de 10 cm)
 (3) (4) (5) filtre (6) noyau argileux

des méthodes et des essais qui lui permettent d'étudier les barrages en terre ou en enrochement avec la même précision que n'importe quelle autre construction du génie civil.

Les barrages en terre ou en enrochement présentent cependant l'inconvénient de nécessiter la mise en œuvre de très grandes quantités de matériaux. Ils sont de plus très vulnérables à la submersion par les eaux de la retenue, car celle-ci provoque l'entraînement des matériaux du parement aval et conduit à la ruine de l'ouvrage. Le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crues devra donc être calculé largement et étudié tout spécialement pour ce genre d'ouvrages.

VI. Conclusions.

Pour conclure on va essayer de faire une petite synthèse de la technique actuelle de la construction des barrages.

Le calcul des barrages, quel que soit le type que l'on adopte, est toujours imparfait et l'évaluation des coefficients de sécurité ne peut se faire que d'une façon conventionnelle.

Pour les barrages-poids, le profil est fixé une fois pour toutes par la méthode de calcul dérivée de la théorie mathématique de l'élasticité et plus aucun progrès, plus aucune économie n'est possible pour ce type de barrage. Il est sensible aux risques de sous-pression ou de crues faisant passer l'eau par-dessus la crête. Le barrage-poids exige un rocher de fondation de bonne qualité.

et est plus économique que le barrage-poids évidé. Il présente une grande sécurité et résiste bien aux sous-pressions si on a soin de ne pas prévoir de radier continu solidaire des contreforts. Il peut s'adapter à des terrains de mauvaise qualité : il suffit de descendre les contreforts jusqu'au bon rocher, ce qui est économique.

Les barrages en terre et en enrochements sont les seuls qui peuvent être prévus lorsque le sol de fondation est meuble et constitué par exemple par des alluvions. Ils s'adaptent convenablement à des tassements importants. Ils sont mis en danger s'il y a submersion et les déversoirs doivent être largement calculés pour éviter cet accident. Ils nécessitent d'importantes quantités de matériaux qui doivent être mis en œuvre avec beaucoup de soin, tout au moins en ce qui concerne la partie étanche de l'ouvrage.

Compte tenu du grand nombre de barrages qui ont été construits de par le monde, on peut affirmer que les accidents sont peu nombreux. Ils sont cependant chaque fois spectaculaires et causent beaucoup de morts en une fois. La plupart des accidents sont dus au fait que les investigations et les études devraient toujours être confiées à des géologues et des ingénieurs spécialisés dépendant des bureaux d'études, auteurs des projets, de manière à ne pas partager les responsabilités.

Les ingénieurs disposent actuellement de méthodes de calculs, d'essais en laboratoire, de méthodes d'investigation, d'essai sur place et de contrôle de l'ouvrage construit qui leur permettent de réaliser ces constructions en toute sécurité.

