

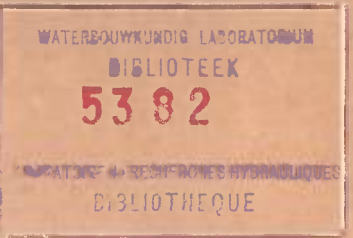
5382



730

Waterbouwkundig Laboratorium
Borgerhout

BIBLIOTHEEK



b 3182

0307 003 4676



SYMPOSIUM ON FLOOD STUDIES

Brussels november 10.1977

UN SYSTEME DE PREVISION DES CRUES EN REAL-TIME

POUR LE BASSIN DE LA SENNE

par ir. J-M HIVER

Ingénieur des Ponts et Chaussées

Laboratoire de Recherches Hydrauliques, Borgerhout

I: COURS DE LA SENNE.

La Senne prend source à quelques kilomètres au Sud-Est de Soignies, à une altitude voisine de 125 mètres au-dessus du niveau de la mer. La longueur totale du bassin est d'environ de 65 kilomètres tandis que sa largeur moyenne est d'environ 23 kilomètres (superficie 1160 km²) (fig. 1).

Après avoir reçu les eaux de nombreux ruisseaux de la région de Soignies, Steenkerque, Rebecq et Quenast, ses eaux se mélangent en amont de Tubize avec celles de la Sennette dont l'importance est au moins équivalente à la Senne.

Après Tubize on a estimé que le débit de la rivière, lors des crues exceptionnelles, correspondant à une pluie de 30 mm/24 H tombant sur un sol saturé ou gelé, pouvait atteindre 150 m³ s⁻¹. C'est la raison pour laquelle à Lembeek nous rencontrons le premier ouvrage d'écrêtement vers le canal Charleroi-Bruxelles. Poursuivant son cours, dans une vallée peu accidentée, la Senne atteint l'agglomération bruxelloise après avoir traversé la ville de Halle, les communes de Lot, Ruisbroek et Drogenbos. Sur ces quelques 50 kilomètres de ce parcours, elle-même et ses affluents voient leurs eaux devenir de plus en plus polluées. Nous pouvons, à cet effet, souligner qu'actuellement toutes les eaux du bassin de la Senne, quelle que soit leur nature, se jettent dans la Senne et s'écoulent dans son lit à l'exception des eaux de crue en excès qui se déversent au Canal. Il en résulte que ce sont des eaux usées à un degré de concentration relativement élevé qui coulent dans la rivière à travers l'agglomération bruxelloise et à l'aval de celle-ci.

Nous ne détaillerons pas le cours de la Senne sous Bruxelles ainsi que les multiples apports déversant des eaux tumultueuses et polluées.

A l'aval de Bruxelles, la Senne coule à nouveau à ciel ouvert où elle y reçoit les eaux du collecteur émissaire de Bruxelles, le Hollebeek et le collecteur de la Woluwé. La Senne traverse ensuite Vilvorde et continue son cours dans un lit à faible pente pour arriver à Zemst où se fait sentir l'action de la marée.

Le système hydrographique de la Senne est actuellement dépendant de la voie d'eau reliant Charleroi à Bruxelles; celle-ci servant de récepteur des excédents de crues.

Depuis la modernisation du canal de Charleroi à Bruxelles, celui-ci s'est vu attribuer un rôle de régulateur de crues par la construction de trois prises d'eau : la prise d'eau de Lembeek, la prise d'eau d'Aa à Anderlecht et le déversoir de la porte de Ninove. Entre Ronquères et Clabecq, la totalité des eaux du Hain et de la Samme est reprise au canal (fig. 2).

Dès la tête des collecteurs, quatre évacuateurs de crue (Jonction, Saint Gilles Nord et Sud, Fonsny) établissent une première liaison directe à la Senne.

L'eau dans les collecteurs doit dépasser le niveau des banquettes pour pouvoir s'écouler vers les anciens pertuis de la Senne par des clapets à axe vertical.

La pleine capacité des anciens voûtements est ainsi réservée à l'amortissement des crues.

Au niveau du boulevard d'Anvers, les collecteurs de rive droite et gauche partent respectivement vers la rue du Marché et la chaussée d'Anvers, tandis que les deux pertuis de l'ancien voûtement se réduisent à un pertuis unique appelé aqueduc de décharge. Ce dernier est barré rue Masui par un mur déversoir empêchant le refoulement des eaux de l'émissaire de la ville de Bruxelles en cas de faible précipitation. En cas d'orage centré sur la ville, une partie des eaux passe au-dessus de ce mur déversoir, et est évacuée par l'émissaire. Le reste emprunte l'aqueduc de décharge prolongé et est rejeté à la Senne au niveau de la rue des Rameurs.

Remarquons toutefois que lors d'une crue sur le Maelbeek, l'émissaire de la ville de Bruxelles se met sous pression et le niveau d'eau s'élève au point de dépasser la crête du mur déversoir : les eaux envahissent alors les anciens pertuis de la Senne de l'aval vers l'amont.

Il faut ajouter que des connexions existent entre l'ancien et le nouveau Maelbeek (rue Metsys), et qu'un déversoir permet de diriger une partie des eaux de l'ancien Maelbeek vers l'émissaire au lieu de passer en siphon sous celui-ci. Enfin, un évacuateur de crue établit une liaison entre l'émissaire et la Senne à la hauteur de la Rampe du Lion.

Cette brève description de la circulation des eaux dans le centre de l'agglomération devrait suffire à montrer que la compréhension des écoulements de crue et en conséquence le choix d'un mode de gestion optimum du réseau de collecte, nécessite l'acquisition de nombreuses données sur le terrain.

Notons enfin que le dépassement des capacités d'écoulement, lié notamment aux nouvelles constructions autoroutières, a conduit à la construction de bassins d'orage dont la gestion devra être associée dans le futur à celle de l'ensemble du réseau.

*

*

multiples sont les aspects de l'assainissement; le problème de l'assainissement urbain est intimement lié, d'une part à l'hygiène publique sous son acception la plus large et d'autre part aux conceptions modernes de l'urbanisme tels que logements, voiries, culturels, espaces verts, lutte contre les nuisances,....etc. Dans ce travail nous n'envisagerons que l'aspect de l'assainissement des eaux. Assainir une ville revient d'une part à drainer toutes les eaux tombant et utilisées sur le bassin et de les évacuer vers un exutoire naturel et d'autre part à veiller à la protection des milieux naturels et à effectuer le traitement de ces effluents. Lorsqu'on parle de "toutes les eaux" il s'agit aussi bien de l'élimination des eaux et matières usées (eaux ménagères, eaux vannes, eaux industrielles) que de l'évacuation des eaux pluviales.

I. I CONSEQUENCES DE L'URBANISATION.

Le développement accéléré des centres urbains nécessite des investissements toujours plus élevés au niveau de l'infrastructure urbaine et notamment de l'assainissement. Les conséquences de l'urbanisation sont telles qu'elles pourraient aboutir à de nouvelles conceptions en matière de réseaux.

L'urbanisation progressive des bassins versants pose des problèmes d'aménagement dus à l'aggravation des ruissellements. Les hydrologues sont donc conduits à évaluer les débits maximaux et les hydrogrammes de crues à prendre en compte dans les diverses étapes du développement du tissu urbain.

On peut distinguer deux aspects principaux. Le premier, d'ordre physique, est lié aux effets de l'urbanisation donnant au problème un caractère évolutif dans le temps et dans l'espace. Le second, d'ordre économique, concerne les investissements que doit supporter la collectivité urbaine (fig. 3).

I. I. I. Conséquences physiques.

La principale est l'imperméabilisation des sols. Elle se traduit par un accroissement des débits de pointe et des volumes d'eau ruisselés, par une réduction de la variabilité du ruissellement et du temps de concentration, donc de la durée des "pluies critiques" et par suite d'augmenter les "intensités critiques". Pour y remédier il est possible d'envisager des réservoirs jouant le rôle de régulateurs de débit. La figure 4 présente les hydrogrammes résultant de diverses hypothèses d'urbanisation du bassin.

La seconde est la croissance de la population, de son niveau de confort et du développement industriel. Elle se traduit par une augmentation du débit, de la charge et du volume des eaux usées et dès lors du prix des stations d'épurations.

5
Pour être efficaces, ces stations doivent être calculées par une méthode qui utilise des moyens aussi réduits que possible tout en ne perdant pas de vue l'augmentation importante de charge polluante apportée au début des crues (= stockages nécessaires). (fig. 5)

En plus des nuisances des eaux usées s'ajoute une pollution superficielle concentrée temporairement dans le ruissellement pluvial et jugée très élevée par certains auteurs. En général les premières chasses présentent de fortes concentrations de matières en suspension; mais les dimensions et la disposition du système d'égouts ainsi que les caractéristiques du bassin versant exercent aussi leur influence sur la qualité des eaux de crues.

II.1.2. Conséquences économiques.

D'une part les réseaux sont d'un prix de revient élevé et d'autre part la défaillance de ces réseaux, suite à des orages violents, peut conduire à des dégâts importants. Il existe donc pour leur calcul une balance économique entre les investissements pour la protection et les dommages admis au-delà de cette protection.

On conçoit donc qu'il puisse exister, sur la durée de vie d'un ouvrage, un optimum économique entre les investissements pour se protéger contre un "événement pluviométrique critique" de probabilité d'apparition donnée et les dégâts occasionnés par les "événements pluviométriques" plus rares.

Les réseaux d'assainissement nécessitent des dépenses de premier établissement importantes et croissantes. Ces dépenses atteindraient 15 à 20 % des investissements consentis pour l'infrastructure urbaine. Il convient alors de trouver des types d'ouvrages et de méthodes de calcul en accord avec l'importance des sommes engagées. Quant au coût de la défaillance, il nécessite un calcul du réseau en termes de risque.

La recherche d'une période de retour optimale pour le calcul des dimensions d'un ouvrage est donc primordiale

II.2. EFFETS SUR LE BASSIN DE LA SENNE.

II.2.1. Etude des inondations.

Dans la région basse de Machelen-Vilvorde (dernier tronçon du collecteur de la Woluwé, c'est-à-dire sous la Kerklaan et la Broekstraat) (fig. 6), le nombre d'inondations va croissant comme l'indique le tableau ci-dessous :

<u>Années</u>	<u>Nombre d'inondations</u>
1950 - 1954	2
1955 - 1959	3
1960 - 1964	16
1965 - 1969	10
1970 - 1974	17

avant 1950, celles-ci étant incomplètes.

Nous pouvons dire que les inondations en amont de la zone qui nous intéresse ont été fortement réduite à la suite des travaux d'aménagement suivants :

- la prise d'eau de Lembeek et la prise d'eau d'Aa qui permettent d'écrêter les ondes de crue de la Senne en envoyant une partie du débit vers le canal de Charleroi-Bruxelles.
- le voûtement de la Senne dans la traversée de Bruxelles.
- le voûtement d'environ deux km en amont des Meuneries Bruxelloises.
- les quelques déversoirs au Canal Maritime des collecteurs de la rive gauche tels Paruck, Molenbeek, Beyseghem.

Dans le passé, en effet, de nombreuses inondations eurent lieu en amont de Bruxelles (Chaussée de Ruisbroeck, rue Bollinckx).

A l'heure actuelle, on peut dire que le collecteur de la Woluwé a été largement dimensionné , compte nu de l'époque à laquelle il a été conçu (1910). A coût égal on aurait pu construire un collecteur de section plus réduite et des bassins d'orage pour écrêter les pointes de crue (bassins naturels qui existaient d'ailleurs du temps de la rivière). En effet, le collecteur est mal utilisé pendant plus de 300 jours par an et quand il se produit une crue, il est insuffisant car il n'y a pas de commune mesure entre les débits journaliers moyens et les débits maxima de crue.

Ainsi le tableau ci-dessous représente le nombre de crues survenues sur le collecteur de la Woluwé à l'aval du bassin(Machelen) sur la période 1970-1976.

<u>Année</u>	<u>Nombre de crues</u>	<u>Nombre d'inondations</u>
1970	-	3
1971	62	5
1972	51	1
1973	47	2
1974	75	6
1975	75	1
1976	52	1

II.2.2. Etude de la pollution.(+)

1. Tous les émissaires étudiés présentent une charge polluante d'origine principalement domestique. La contribution des eaux usées industrielles dépasse rarement 30% de la charge organique totale.

(+) Résultats extraits d'une étude menée conjointement par l'U.L.B., la K.U.L. et le Laboratoire de Recherches Hydrauliques.

2. Les différentes rivières du bassin hydrographique apportent au réseau des collecteurs un débit d'eaux naturelles. En temps sec, ce débit est généralement faible devant le débit des eaux usées, mais suffisant cependant pour entraîner une dilution mesurable des rejets

3. L'émissaire de la ville de Bruxelles, le Zuunbeek, le Vogelzangbeek, le Neerpedebeek sont caractérisés par de faibles pentes. En conséquence, il se produit une sédimentation massive des matières en suspension dans le collecteur. Ce phénomène entraîne deux effets :

- en temps sec, la quantité de matières en suspension rejetée à la Senne est systématiquement inférieure à la quantité prévue en fonction de la population équivalente des bassins. Parallèlement, la fraction de la charge organique associée aux matières décantées se trouve provisoirement éliminée de l'écoulement.
- en cas de crue, les vitesses d'écoulement sont augmentées, et il se produit une remise en suspension qui aboutit à un accroissement très important de la charge en matières solides et en matières organiques.

4. Dans les collecteurs à prédominance domestique très marquée, la charge polluante mesurée est généralement voisine de la charge calculée d'après la population du bassin.

5. Tous les collecteurs présentent à un degré plus ou moins fort une pollution par des composés d'origine typiquement industrielle : métaux lourds, cyanures, phénols.

PARAMETRE	CHARGE DEVERSEE DANS LE RESEAU ET DANS LA SENNE	CHARGE ACCUMULEE DANS LE RESEAU ET DANS LA SENNE	CHARGE EVACUEE HORS DU BASSIN EN TEMPS SEC
Volume (L ³ /j)	360 000	0	360 000
D.B.O. (T/j)	120	35 (30%)	85
D.C.O. (T/j)	300	120 (40%)	180
Mat.susp. (T/j)	200	100 (50%)	100
Azote (T/j)	17	faible	17
Phosphore (T/j)	?	?	4

II.2.3. EFFETS COMBINES.

Le réseau d'assainissement de Bruxelles est un exemple typique de réseau unitaire, recevant les eaux sanitaires des habitations et les eaux résiduaires industrielles, mais aussi le drainage pluvial des rues et les eaux naturelles du bassin hydrographique.

Malheureusement, de nombreuses analyses ont permis de constater que les "bienfaits" de la dilution n'apparaissent jamais immédiatement. Au contraire, les débits d'une pluie sont en général accompagnés d'une forte augmentation de la charge, liée au lessivage des sols et au curage du réseau d'égouts. S'il est vrai que le volume d'eaux usées passant au-dessus des déversoirs ne représente qu'un faible pourcentage du volume total annuel, on ne peut certainement pas en dire autant de la charge qui est ainsi soustraite des stations d'épuration.

Le problème se pose avec encore plus d'acuité dans le cas de Bruxelles, où les faibles pentes des collecteurs principaux et les vitesses d'écoulement réduites de la Seine en temps sec, entraînent des dépôts massifs de matières en suspension. Rappelons qu'on a estimé à 100 tonnes par jour (soit 50 % de la charge) la quantité de sédiments accumulée dans le réseau. Il s'agit naturellement d'une immobilisation provisoire, et toute augmentation des débits s'accompagne d'une remise en suspension d'une partie des dépôts.

Ainsi, de plus en plus, les bassins urbains sont confrontés aux problèmes de l'augmentation de la pollution urbaine et à ceux de la protection des sites contre les inondations dues à l'accroissement des débits de pointe par l'imperméabilisation progressive des surfaces.

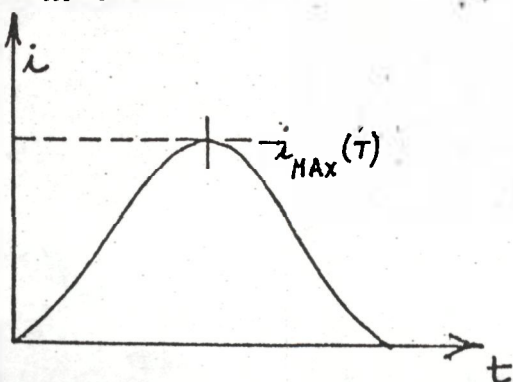
Le problème de la protection des sites urbains contre les inondations a particulièrement été étudié sur un bassin secondaire de celui de la Seine. Le bassin de la Woluwé (94km²), dont l'assainissement est réalisé au moyen d'un réseau unitaire, a subi une urbanisation importante durant ces vingt-cinq dernières années.

Le problème de la protection des sites contre la pollution urbaine est actuellement à l'étude pour toute l'agglomération bruxelloise (485 km²). Une étude détaillée des débits écoulés, des charges et des projets d'implantation de stations d'épuration est en cours et menée par plusieurs instituts.

Le problème posé par le dimensionnement des réseaux d'assainissement nécessite de vérifier la validité des schémas actuellement en vigueur et de préciser la valeur des paramètres intervenant dans les calculs. Généralement les méthodes actuelles fournissent le débit maximal dans l'ouvrage (méthode de Hauff-Vicari; méthode de Caquot); cependant dans les projets d'assainissements modernes on est amené à prévoir des ouvrages d'écrêtement (déversoirs, bassins d'orages et bassins tampons, intercepteurs), et il est dès lors nécessaire de disposer d'hydrogrammes complets de ruissellement.

La détermination d'un hyétogramme-projet ne doit pas se limiter à définir une intensité moyenne répartie pendant un temps donné qui peut se reproduire avec une probabilité choisie en fonction du type d'ouvrage (abaque intensité - durée - fréquence de retour).

La solution idéale serait de trouver une forme unique de pluie $i(t)$. Pour caractériser la période de retour T d'une telle pluie, il suffirait d'associer à cette forme une pointe d'intensité de période de retour T , $i_{\max}(T)$



D'autre part, le problème de la répartition spatiale de la pluie sur un bassin est également important .

C'est cet aspect des précipitations que nous avons étudié sur le bassin de la Seine. Le problème de l'abattement se rapporte à la répartition spatiale des précipitations tombant sur une surface donnée pendant un temps donné. Les deux buts essentiels sont d'une part de fournir un schéma d'abattement pour une région considérée et d'autre part de pouvoir passer d'une pluie ponctuelle, enregistrée en un lieu donné, à la pluie moyenne tombant sur une surface finie entourant ce lieu.

CHAPITRE III. MOYENS MIS EN OEUVRE.

La solution envisagée pour remédier aux inondations dues aux épisodes pluvio-orageux d'été fut d'implanter un ensemble de réservoirs d'orage répartis sur tout le bassin (fig. 7). Les recherches entamées pour la résolution de ce problème furent :

- 1°) étude hydrologie comprenant notamment l'étude des pluies.
- 2°) étude des inondations depuis 1890 (fonction du taux d'imperméabilisation).
- 3°) étude de l'emplacement des bassins d'orage et de l'écrêtement
- 4°) étude de la gestion de ces bassins.

Ce programme général a nécessité, entre autre:

- 1°) l'implantation d'un réseau de limnigraphes et de pluviographes.
- 2°) l'étude des crues.
- 3°) la construction de modèles hydrologiques permettant de reproduire à posteriori les débits observés sur le bassin à l'occasion de pluies violentes.
- 4°) la construction d'un modèle hydrologique prévisionnel.
- 5°) la recherche des consignes d'alarme et la mise au point d'un modèle de gestion des réservoirs d'orages.

Ce programme est d'ailleurs toujours à l'étude et les points 3°) et 5°) ne sont résolus qu'à échelle locale; le point 4°) n'est pas encore résolu vu la grande complexité d'avoir des séries chronologiques suffisantes de données.

III. I. RESEAU DE MESURE IN SITU.

Afin de posséder les informations détaillées des événements météorologiques et hydrologiques, nous exploitons les mesures recueillies par des réseaux de mesures dépendant de plusieurs institutions différentes (Institut Royal Météorologique, Ministère des Travaux Publics, communes).

Ainsi nous avons deux groupes principaux de mesures:

- a) les mesures de niveau d'eau faites au moyen de limnigraphes;
- b) les mesures de hauteur de pluie tombée faites au moyen de pluviomètres et pluviographes.

III. I. 1. Limnigraphie (fig. 8).

La connaissance permanente de niveau d'eau est réalisée sur :

- 1°) la Senne au moyen de 18 appareils dont 14 sont actuellement opérationnels (répartis entre Lembeek et Eppesem).

2°) sur les affluents tel que collecteur de la Woluwé (11 dont 5 opérationnels), collecteur du Roodebeek (1 dont 1 opérationnel), collecteur du Kleine Maelbeek (1 dont 0 opérationnel), collecteur du Nouveau Maelbeek (3 dont 0 opérationnel).

3°) pour la gestion de bassins d'orage tel que le bassin de Diegem (3 dont 3 opérationnels) et le bassin de Trawool (5 dont 2 opérationnels).

Les appareils utilisés sont soit du type mécanique à flotteur, soit du type pneumatique.

III.1.2. Pluviométrie (fig. 8) et (fig. 9).

Ces appareils dont le but est de déterminer la quantité d'eau de pluie tombée à un endroit donné, sont de deux types.

1°) pluviomètres donnant la quantité d'eau tombée par 24 H. Il y en a 21 répartis sur le bassin de la Senne et 22 dans un environnement immédiat ce qui nous donne 53 appareils nous permettant de connaître en outre la répartition de la pluie sur le bassin et ses alentours. Ils sont constitués d'un cône de réception de 10 dm^2 . (Institut Royal Météorologique).

2°) pluviomètres enregistreurs appelés pluviographes et donnant l'évolution de la pluie dans le temps. Ils sont au nombre de 19 répartis sur le bassin de la Senne, généralement tous sur le versant Est de la vallée.

Les appareils utilisés sont de quatre types différents à savoir :

- type Hellman à siphon, cône de réception de 10 dm^2 , vitesse de rotation de 1 tour/jour (Institut Royal Météorologique).
- type Précis-Mécanique à augets basculants, cône de réception de 20 dm^2 , vitesse de rotation de 1 tour/semaine (Ministère des Travaux Publics).
- type Richard à siphon, cône de réception de 10 dm^2 , vitesse de rotation de 1 tour/3 jours (Commune d'Ixelles).
- type Précis-Mécanique à augets basculants, cône de réception de 20 dm^2 , vitesse de rotation de 1 tour/jour (Intercommunale du Maelbeek).

Dans l'avenir, certains de ces limnigraphes (17) et de ces pluviographes (9) seront reliés, via câbles téléphoniques, à un centre de traitement des données. En plus de ces données, certains postes limnigraphiques de la Senne nous permettent de connaître immédiatement la valeur du débit écoulé dans cette section (courbe de jaugeage ou relation univoque débit-hauteur) à savoir :

- pont-route d'Eppegem (Senne à l'aval de Vilvorde)
- pont de la Sluisstraat (en aval du débouché du collecteur de la Woluwé)
- pont de Euda (en aval du débouché de l'Emissaire de la ville de Bruxelles)

- pont Van Praet (en aval du débouché du collecteur du Molenebeek)
- pont de la Senne à Lot (Senne à l'amont-sortie de Halle).

Cette disposition nous permet ainsi de connaître l'évolution des débits dans la Senne surtout lors des crues.

V.I. GENERALITES.

L'étude de la pluviométrie par l'analyse des diagrammes de fréquence (fig. 10) par le tracé de cartes isohyètes et par la statistique des volumes d'eau tombés sur le bassin nous a permis des résultats principaux :

- entre juin et août , la répartition des pluies journalières donne des hauteurs de pluies supérieures ou égales à 50 mm/24h (dépouillement 1901 → 1970.
- de mai à octobre la hauteur journalière des pluies est supérieure ou égale à 40 mm/24h; de plus ces pluies se présentent très régulièrement.
- la fréquence des précipitations du type "averse de pluie" et "orage" s'étale sur un domaine variant de 30 mm/heure à 5mm /heure (I. R. M. -Période 1952-1972 - Principales caractéristiques des précipitations à Coxyde , Melsbroek et Saint-Hubert).
- pendant près de 50 ans, aucune pluie à Uccle n'a atteint 50mm/24h (de 1895 à 1940); cependant au cours des décennies suivantes plusieurs cas se sont présentés :

3 cas dans les années 40

1 cas dans les années 50

3 cas dans les années 60

-le nombre moyen de mm d'eau tombé sur le bassin est en relation directe avec les inondations (fig.14).

- la seule connaissance du nombre de mm (24h) d'eau tombé à uccle est insuffisante pour l'étude des inondations; fait qui peut être facilement montré à l'aide de quelques cartes isohyètes dont :

* épisode pluvio-orageux du 1. 7. 1953 (fig. 12) :

cas d'une pluie violente tombée sur la partie Sud du bassin de la Woluwé (Watermael-Boitsfort) et pratiquement pas de pluie sur Melsbroeck (Volume d'eau tombé = 890. 000 m³).

* épisode pluvio-orageux du 15. 7. 1962 (fig. 13) :

pluie intense sur le Sud de Bruxelles; on note à Uccle 42, 8 mm/60 min. , c'est-à-dire une pluie ayant une fréquence de retour supérieure à 100 ans. Nous relevons moins de pluie sur la partie

* épisode pluvio-orageux du 13. 6. 1963 (fig. 14):

situation inverse à la précédente. On relève à Uccle 24,5 mm/24h et à Melsbroeck 60,7mm/24h dont 25,7mm/60 min.

* épisode pluvio-orageux du 9. 9. 1973 (fig. 15) :

cas d'une pluie concentrée sur la partie Nord du bassin de la Woluwé (Machelen-Vilvorde) et sans pluie mesurée à Uccle (Volume d'eau écoulé : 560.000 m³).

- un orage violent se traduit par une importante et rapide du pluviogramme. L'élément qui importe consiste non pas en l'intensité moyenne de la précipitation sur l'ensemble de la durée mais celle que l'on observe au cours de sa phase la plus violente sur une période suffisante eu égard au "temps de concentration" du ruissellement urbain à drainer (cas de l'épisode pluvio-orageux du 12-13. 7. 1976 - dépouillement d'un pluviogramme -fig. 16).

IV.2. REPARTITION TEMPORELLE DES PRECIPITATIONS-DEFINITION.

Les différents ouvrages que l'on rencontre en assainissement urbain imposent pour leur dimensionnement et leur gestion la connaissance de l'hydrogramme complet, entre autre pour des ouvrages d'écrêtement tels que déversoirs, bassins d'orages et bassins tampons, intercepteurs.

L'objet principal est d'essayer de définir un événement pluviométrique-type tenant compte de la distribution temporelle des pluies; événement rendant compte des principaux caractères régionaux des averses observées et auquel peut être affecté une "période de retour".

IV.2. 1. Représentation statistique simplifiée des averses.

A la figure 17 sont représentées quelques unes des plus importantes pluies relevées sur les enregistrements pluviographiques. Cette méthode a mis en évidence un caractère important des averses pluvio-orageuses, à savoir la décroissance rapide des intensités autour du maximum.

L'allure des graphiques de la figure 17 montre qu'il est délicat d'envisager, de façon irréfutable, une forme type d'averse même pour les averses les plus fortes. Les résultats sont consignés au tableau ci-dessous; on notera malgré tout l'importance du coefficient de variation.

t/t_c	Moyenne	Ecart-type	C. V.
-4	0,01	0,01	1,00
-3	0,04	0,08	2,00
-2	0,12	0,17	1,42
-1	0,41	0,21	0,51
0	0	0	0
+1	0,45	0,27	0,60
+2	0,29	0,20	0,69
+3	0,23	0,30	1,30
+4	0,10	0,22	1,38
+5	0,10	0,18	1,80
+6	0,08	0,11	1,38
+7	0,05	0,06	1,20
+8	0,04	0,08	2,00

 $\Delta t = 10 \text{ min}$

La faible dimension de notre échantillon diminue sans doute la validité de ces "formes moyennes". En fait, cette technique d'analyse pourrait être valorisée par une étude de l'influence, sur la réponse d'un modèle de ruissellement,

IV.2.2. Position du maximum d'intensité en 10 minutes et sur une durée t_c .

Nous avons étudié la dispersion de la position du maximum d'intensité en 10 minutes (temps de dépouillement minimum lisible), pour quelques valeurs de t_c , soit 15 min., 30 min. et 1 h.

La faible dimension de notre échantillon, ne nous permet pas d'affirmer que la variable $r(t_c)$ est une variable aléatoire régie par une loi de distribution uniforme (test du χ^2).

Les résultats obtenus sont les suivants (moyenne $\bar{r}(t_c)$, écart-type $\sigma[r(t_c)]$ et coefficient de variation (C. V.)).

t_c	15min.	30 min.	1h.
$\bar{r}(t_c)$	0,53	0,49	0,42
$\sigma[r(t_c)]$	0,25	0,24	0,22
C. V.	0,47	0,49	0,52

Un test de sensibilité du modèle de ruissellement à la position du maximum au sein de l'averse, permettrait de préciser la validité du procédé.

Pour l'étude des phénomènes pluvio-orageux se déroulant sur le bassin nous avons choisi sur une période de 25 ans toutes les pluies :

- a) dont l'intensité journalière à l'un des postes pluviométriques $\geq 20\text{mm}$;
- b) soit comme étant indiquées comme jour d'orage dans le "livre des orages de l'I. R. M. ;
- c) soit comme ayant occasionnées des inondations sur le bassin de la Senne.

Au moyen des données pluviométriques recueillies en différents endroits du bassin (fig. 12) nous avons développé plusieurs techniques d'analyses, à savoir :

- a) tracé des courbes d'égale intensité (isohyète) pour chaque épisode pluvio-orageux;
- b) calcul du volume total de pluie tombé sur le bassin ;
- c) détermination des courbes hauteur de pluie-surface;
- d) répartition spatiale d'une pluie autour de son maximum et suivant deux directions fixes.

IV.3. 1. Cartes isohyètes.

Nous remarquons, à l'examen visuel de ces différentes cartes, que la répartition des précipitations tombant sur un bassin présente une variabilité importante et que la détermination d'une hauteur de pluie moyenne tombée sur le bassin est à faire avec circonspection.

Avant de tirer des conclusions on peut déjà remarquer qu'il existe une région, située entre le Maelbeek et la Woluwe où se développe plus de centres de fortes précipitations.

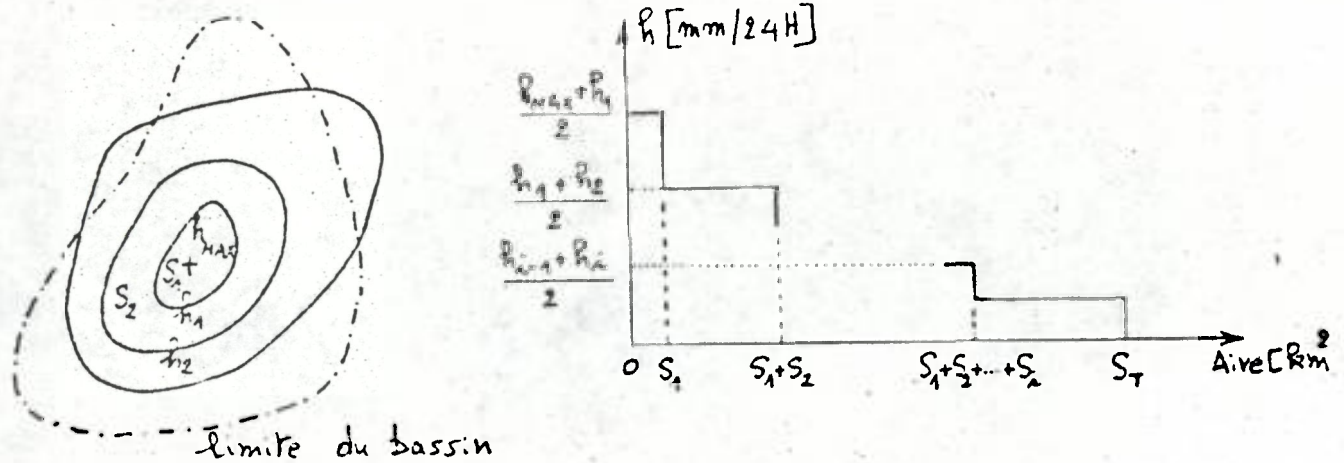
Nous pouvons aussi définir un autre paramètre caractéristique d'un épisode pluvieux au moyen des cartes isohyètes. A partir des centres de précipitations on mesure la plus courte distance (en kilomètres) englobant l'isohyète de 50% de la valeur au centre, ce rayon (R_{50}) est une représentation de la concentration d'une pluie.

Ainsi, le bassin du Maelbeek semble être un domaine préférentiel pour les plus locales; les rayons ont des valeurs $R_{50} \approx 2,70 \text{ KM}$.

Sur le bassin de la Woluwé, les rayons sont égaux à $\pm 5,00 \text{ KM}$, ordre de grandeur de la largeur du bassin.

Les plateaux de la Haute-Senne, en amont de l'agglomération, ont un effet amortisseurs sur les pluies orageuses; on rencontre en effet des

Nous nous attachons actuellement à étudier la répartition de la pluie en fonction de l'aire. Ainsi, nous pouvons dessiner $h = f(\text{aire})$ obtenu par planimétrage des surfaces comprises entre chaque ligne isohyète.



Ces courbes en escalier donnent une représentation assez claire de la répartition spatiale de la pluie sur le bassin. Ainsi une pluie orageuse concentrée présentera une décroissance rapide.

Le dépouillement des données précédentes donne :

$$\bar{\varepsilon} = -0,075$$

Cette valeur se situe entre celle donnée par Gaudin ($\varepsilon = -0,0625$) et celle donnée par la "Note Technique" ($\varepsilon = -0,10$)

IV.3.3. Répartition des précipitations suivant deux directions préférentielles.

La distribution spatiale des précipitations a été représentée au moyen de schémas d'abattement symétrique. Or nous avons déjà remarqué (voir fig. 17) qu'il existait une asymétrie dans la répartition des pluies sur le bassin de l'agglomération bruxelloise. Pour mettre en évidence cette asymétrie, nous avons étudié la répartition des pluies suivant deux directions préférentielles, à savoir :

- a) une direction perpendiculaire à la vallée de la Senne.
- b) une direction parallèle à la vallée de la Senne.

L'étude statistique de ces résultats nous permet de déterminer une forme d'abattement spatial pour chaque direction (fig. 18).

Nous remarquons en effet une dissymétrie dans le sens Ouest-Est à mettre vraisemblablement en parallèle avec l'asymétrie transversale du bassin.

Nous remarquons également ici l'asymétrie sur l'axe Ouest-Est tandis que sur l'axe Sud-Nord le schéma d'abatement est pratiquement symétrique tout en donnant des valeurs de $1/i_{\max}$ supérieures à celles indiquées par Fruhling.

IV.4. PARAMETRES INFLUENCANT L'ASYMETRIE SPATIALE DES PLUIES.

Comme nous l'avons remarqué dans le chapitre précédent, il apparait, sur le bassin de la Senne, des zones préférentielles de chutes de pluies (nombre de noyau de pluie par station pluviométrique) et une asymétrie suivant la direction Ouest-Est (perpendiculaire à la vallée de la Senne).

Plusieurs paramètres peuvent avoir une influence non négligeable sur la distribution spatiale des pluies et créer, suivant les régions, des zones à tendances climatologiques distinctes (microclimats).

Plusieurs facteurs font que les centres urbains créent une zone de microclimat, à savoir :

- a) la différence de nature des surfaces; les matériaux étant meilleurs
- b) la variété des structures et des orientations; murs, toits et rues se
- c) la ville est source de chaleur;
- d) l'évacuation rapide des précipitations; de part l'existence des réseaux d'assainissement;
- e) la composition de l'air est différente; la pollution a des incidences thermiques non négligeables.

CHAPITRE V. BASSINS D'ORAGE ET GESTION DES EAUX DE CRUE .

assainissement d'un site urbain peut s'effectuer de différentes manières, par :

- l'implantation de nouveaux réseaux d'égouts à caractère séparatif, unitaire ou combiné, dont le choix est à discuter en fonction des contraintes techniques et économiques du projet;
- l'implantation de réservoirs d'orages;
- l'implantation de déversoirs;
- la mise en oeuvre de normes de rejets;
- la mise en oeuvre de programme d'épuration, et de gestion des eaux.

I. Etude des bassins d'orage.

Lorsqu'un réseau d'assainissement devient insuffisant, trois remèdes peuvent être envisagés:

- 1) augmentation de la capacité d'évacuation (solution adoptée précédemment pour les collecteurs de l'Agglomération Bruxelloise).
- 2) créations de retenues, de bassins d'amortissement (solution adoptée pour le bassin de la Woluwé).
- 3) implantation des déversoirs d'orages permettant le rejet des volumes d'eau excédentaire dans un canal ou une rivière-(solution souvent adoptée sur les collecteurs situés à gauche du canal maritime).

En ce qui concerne le bassin de la Woluwé, la solution du redoublement présente de gros inconvénients, à savoir :

- 1) la Senne, même élargie et remise à gabarit, ne pourra absorber l'ensemble des débits provenant de l'agglomération.
- 2) le parcours d'un nouveau collecteur étant fort long, les communes d'amont qui sont les plus urbanisées connaîtront encore des inondations.
- 3) la réalisation d'un nouveau collecteur dans une ville entraîne des dépenses beaucoup trop importantes à soutenir par la collectivité.

Par contre la solution des bassins d'orage présente les avantages suivants :

- 1) en implantant ces réservoirs à divers endroits susceptibles d'être inondés, on peut soulager rapidement cette zone du bassin.
- 2) étant donné l'inégale répartition des pluies, on peut effectuer une gestion plus saine en ne remplissant qu'un certain nombre de bassins.

- 3) les capitaux engagés sont plus rapidement rentables; les bassins étant construits au fur et à mesure de leur besoin.
- 4) au cas où l'urbanisation dépasse les prévisions fixées, les bassins peuvent être facilement agrandis, pour autant qu'un emplacement libre ait été réservé.

L'inconvénient majeur revient dans la complexité de régulation pour obtenir une gestion optimisée de l'ensemble des réservoirs en fonction des conditions hydrométéorologiques (définition de critères d'alarmes).

2. Réalisations.

Actuellement deux réservoirs d'orage sont construits il s'agit du bassin d'orage de Diegem (réservoir enterré) et des bassins d'orage du Trawool (réservoirs ouverts).

Le réservoir d'orage de Diegem a été construit principalement dans but de stocker le volume des eaux de ruissellement amenés par le nouveau réseau routier et autoroutier implanté à Diegem. En effet, ces nouvelles surfaces imperméables vont amener un débit supplémentaire dans le collecteur de la Woluwé (à peu près un apport supplémentaire de $11 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ lors d'une pluie d'occurrence de 25 ans).

Le réservoir d'orage de Diegem est un réservoir en béton armé enterré dans le sol et il est implanté à environ 3,800 m du débouché de la Woluwé dans la Senne (fig. 19).

Ces dimensions sont de 100m x 100 m x 4 m soit une capacité maximale de 40.000 m³. Le collecteur reliant le réservoir au collecteur est un canal rectangulaire de 5,70m x 2,72m muni d'une paroi médiane et obturé par deux vannes levantes. La prise d'eau a été dimensionnée au moyen d'essais sur modèle réduit (~~fig. 28~~).

Le réservoir d'orage du Trawool est implanté à l'aval du collecteur de la Woluwé; il est relié au collecteur par un canal d'alimentation de 900 mètres de longueur (fig. 20). Ce réservoir est constitué de deux bassins en terre relié par un ensemble d'aqueducs.

Le volume maximum admissible à la cote 13,60 m est de 380.000m³. En rapport avec ces bassins, il fut nécessaire d'aménager le branchement à l'actuel collecteur. Le principe est de n'envoyer vers ce réservoir que les débits excédentaires créant les inondations dans la Kerklaan (fig. 21).

V.3. Gestions des bassins.

Le problème posé par la gestion optimisée d'un ensemble de bassins d'orages (11) répartis sur un bassin versant urbain est complexe par le fait que les consignes d'exploitation doivent être telles que, et par l'inertie hydraulique du système, les effets sur les crues soient bénéfiques (écrêtement suffisant). Or, dans un bassin urbain, l'inertie étant très faible, les critères d'alarme limnigraphiques, peuvent difficilement convenir.

L'effet d'une consigne déterminée ne peut être mesurée qu'en termes de probabilités, les rapports étant aléatoires. Le principe général de la gestion des différents bassins d'orages est le suivant:

-) le bassin versant de la Woluwé, et plus spécialement chacun des sous-bassins versants (contrôlés par un bassin d'orage) est surveillé en permanence au niveau des précipitations et des hauteurs d'eau dans les principaux collecteurs. Ces données sont télétransmises, via des câbles téléphoniques, vers un centre de traitement des données (real time);
-) pour chacun de ces pluviographes, on déterminera au moyen d'études à posteriori sur des modèles hydrologiques des seuils d'alarme de pluie (i*) qui déclencheront la mise en opération d'un programme de gestion optimale des bassins d'orages. Moyennant d'une part une discrétisation du temps et des valeurs aléatoires et, d'autre part la caractérisation des règles de gestion pour chaque épisode "t" par le niveau du remplissage à atteindre, il sera en plus nécessaire de générer une fonction dommages-côût qui rendra maximum le gain (c.a.d. minimum les volumes de stockage).

Dans le cas des bassins de Diegem et du Trawool, la proximité de ceux-ci et leur implantation à l'aval du bassin fait en sorte que l'on a considéré un système de gestion basé sur des consignes limnigraphiques et des relations débit-hauteur dans certaine section-type.

La figure 22 donne un plan schématique des appareils de mesure employés pour la gestion de remplissage et de vidange de ces deux bassins d'orages.

Pour l'étude de gestion du système des bassins, trois types de gestion furent analysés :

1) gestion dite "simple" basée seulement sur le remplissage des bassins du Trawool et permettant à toutes les crues de remplir ces bassins compte tenu des restrictions formulées ci-dessus

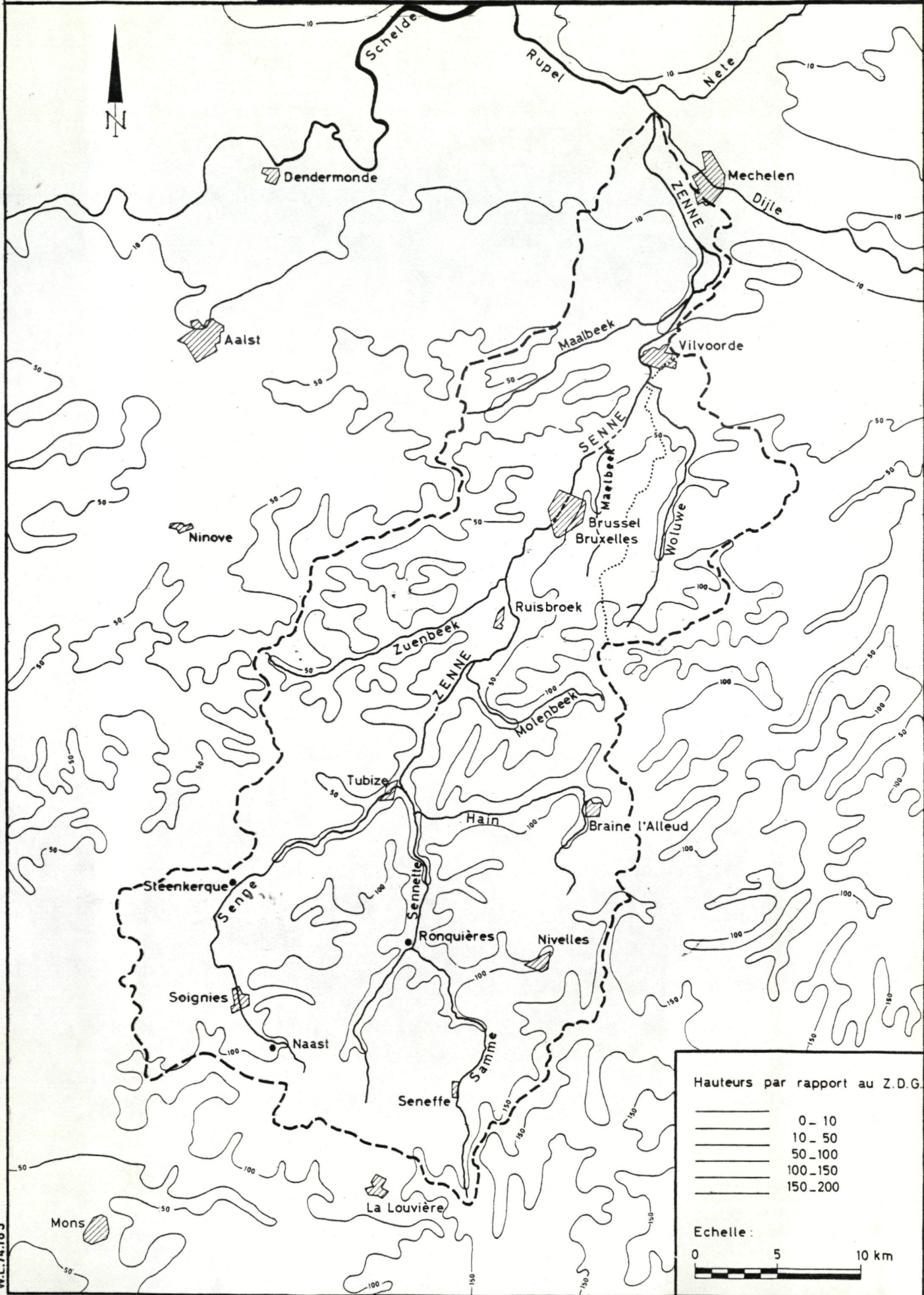
b) gestion dite "optimalisée" dans laquelle nous séparons les crues donnant inondations, des crues ne créant pas d'inondations. Cette séparation se fait au moyen de la consigne donnée par la figure

c) gestion dite "combinée" dans laquelle on fait appel au bassin de Diegem. L'idée de la gestion combinée est de remplir le bassin de Diegem en début de crue (pouvant créer des inondations) et de faire ensuite appel aux bassins du Trawool.

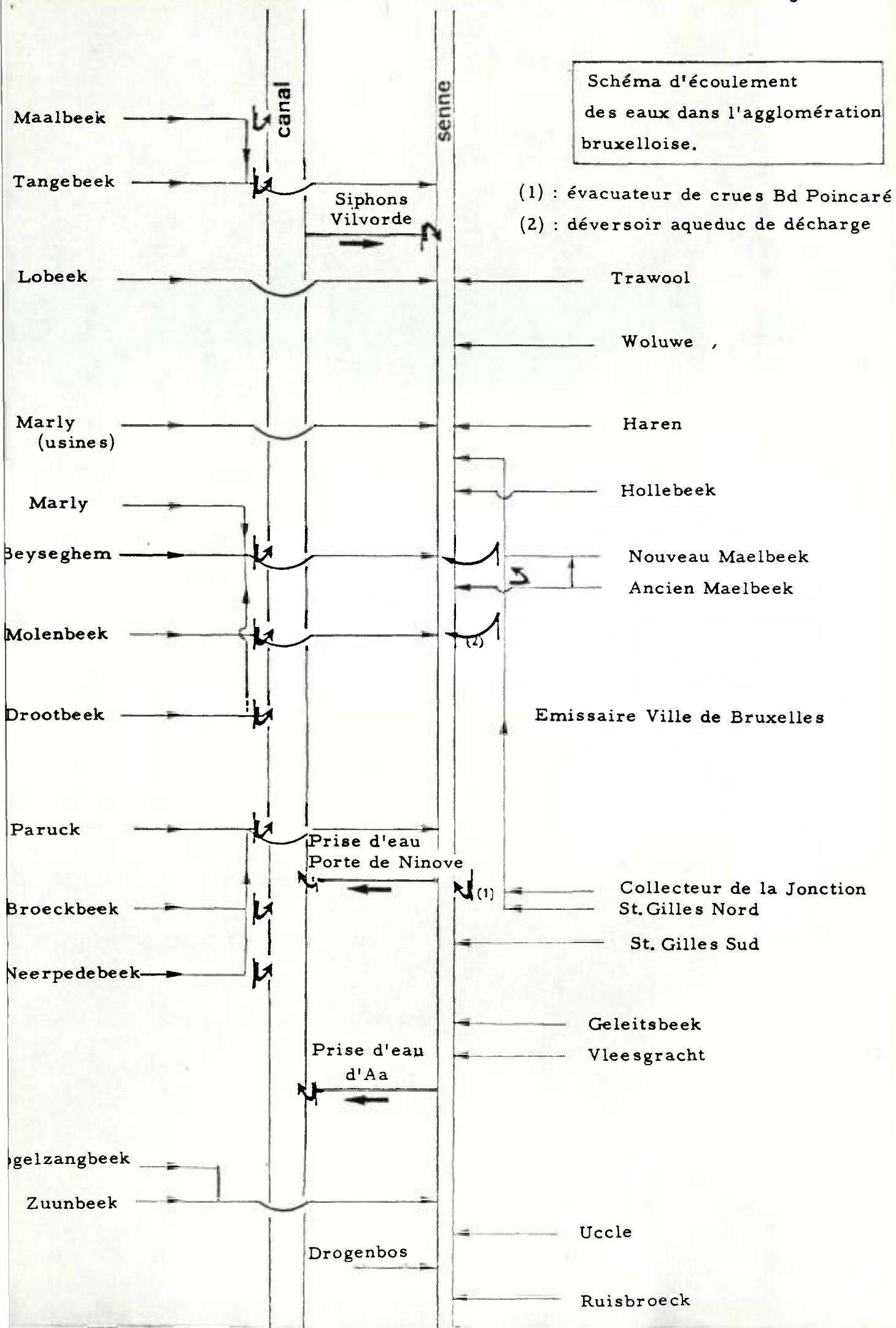
L'organigramme complet de la gestion combinée est donné à la figure 23. Nous y séparons deux phases: celle du remplissage et celle de la vidange. Pour la phase de remplissage, cette méthode se base sur la détermination de l'état d'inondation ou de non-inondation pour les opérations de gestion. On remarque que l'on fait d'abord remplir le bassin de Diegem ce qui permet de maintenir le Trawool vide plus longtemps et de diminuer la quantité de vase déposée sur le fond du bassin. On remarque que l'on ne permet jamais la vidange d'un bassin lorsqu'il y a une crue sur la Woluwé et sur la Senne.



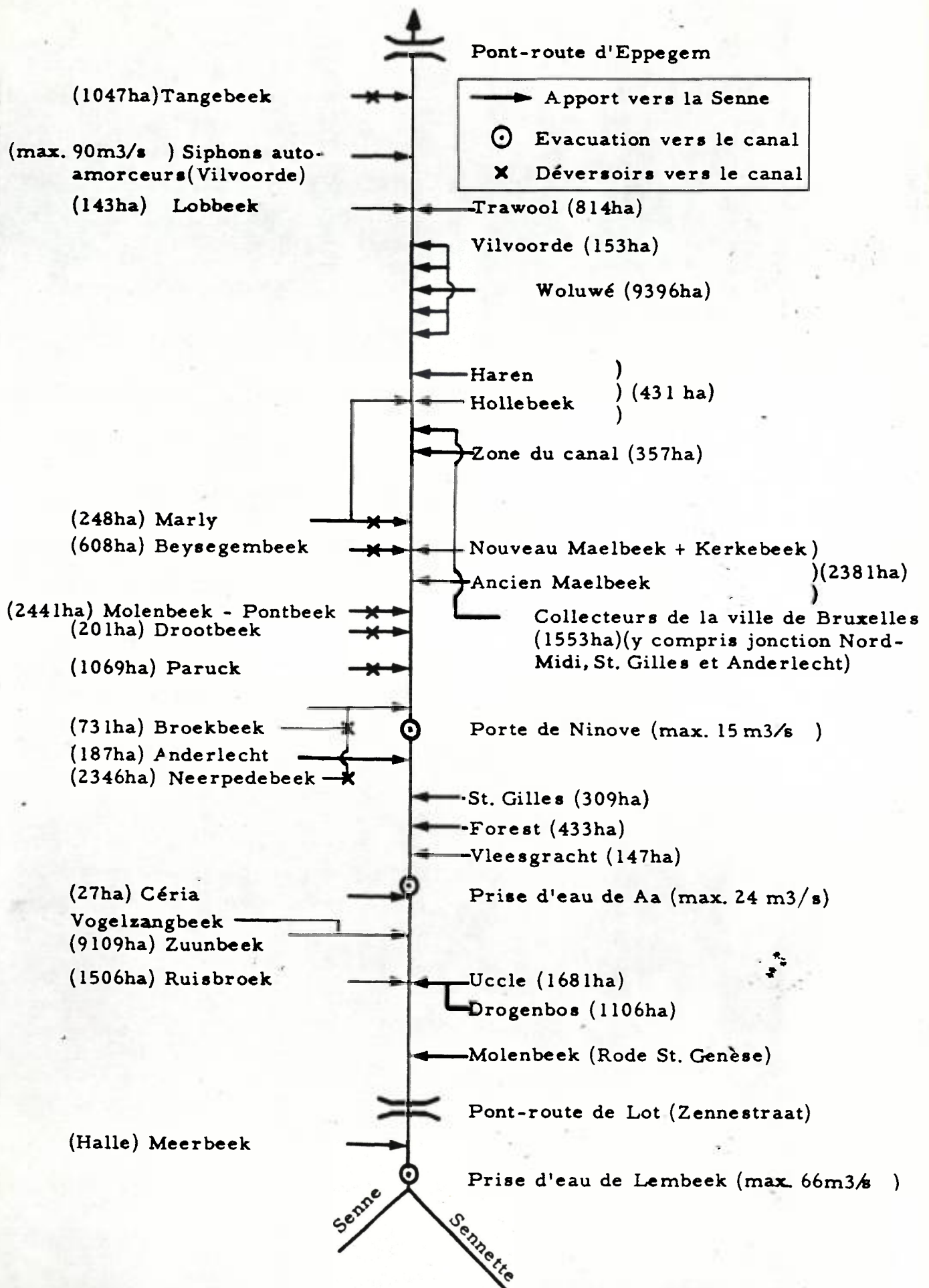
BASSIN DE LA SENNE
LIGNES DE NIVEAU



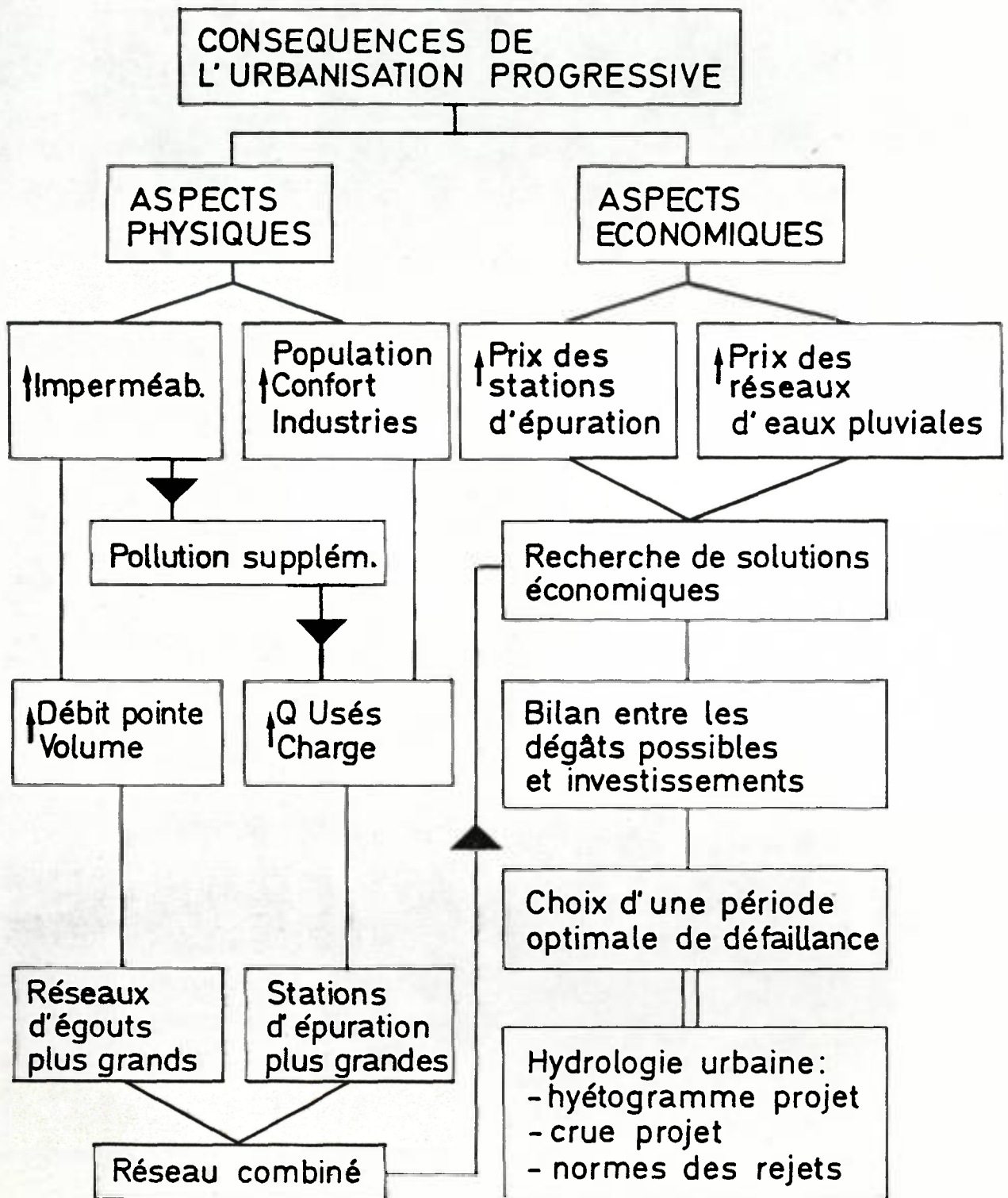
W.L.74.185



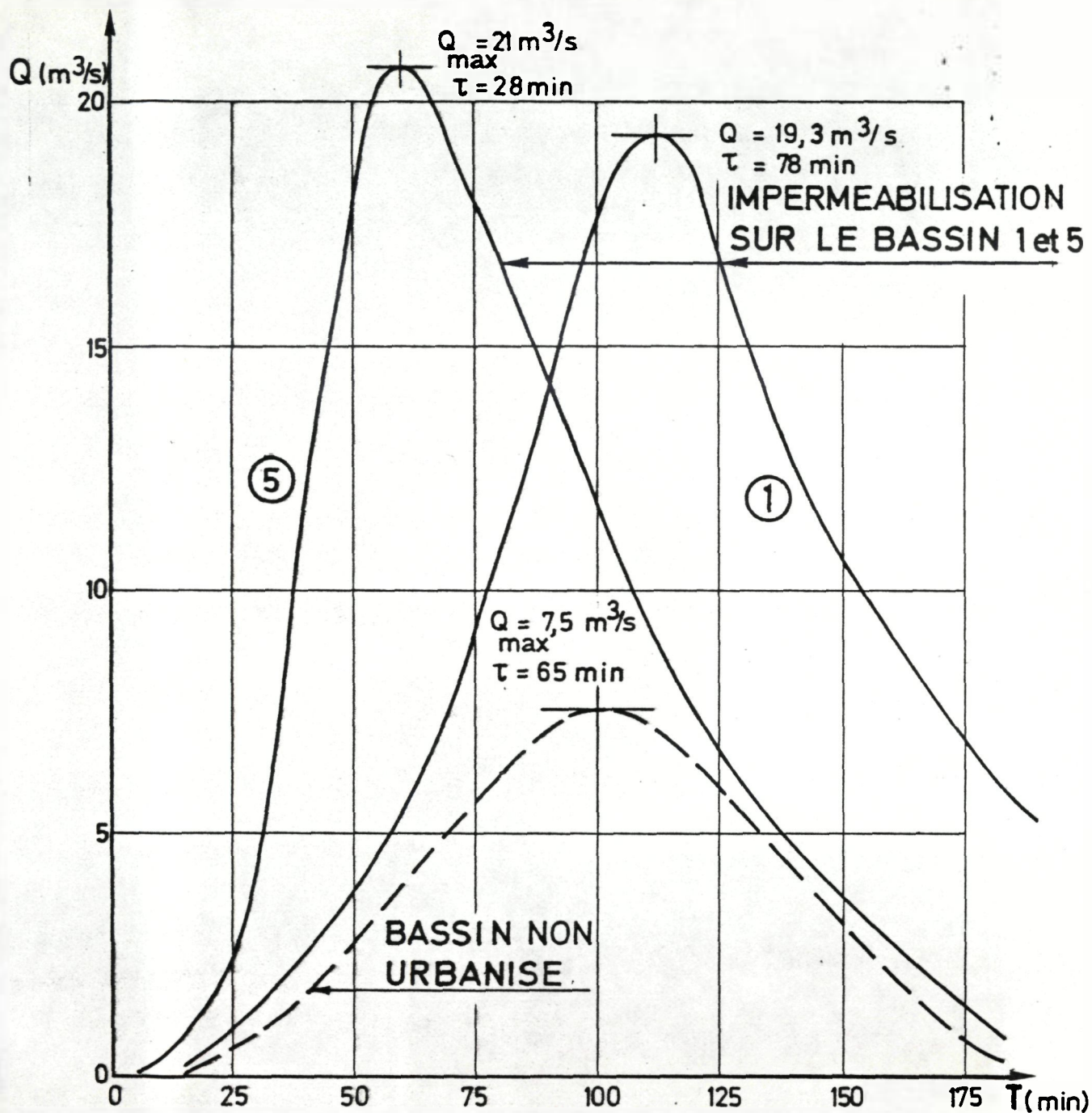
APPORTS DANS LA SENNE ENTRE LEMBEEK ET EPPEGEM



CONSEQUENCES DE L'URBANISATION



EFFET DE L'URBANISATION SUR UNE CRUE



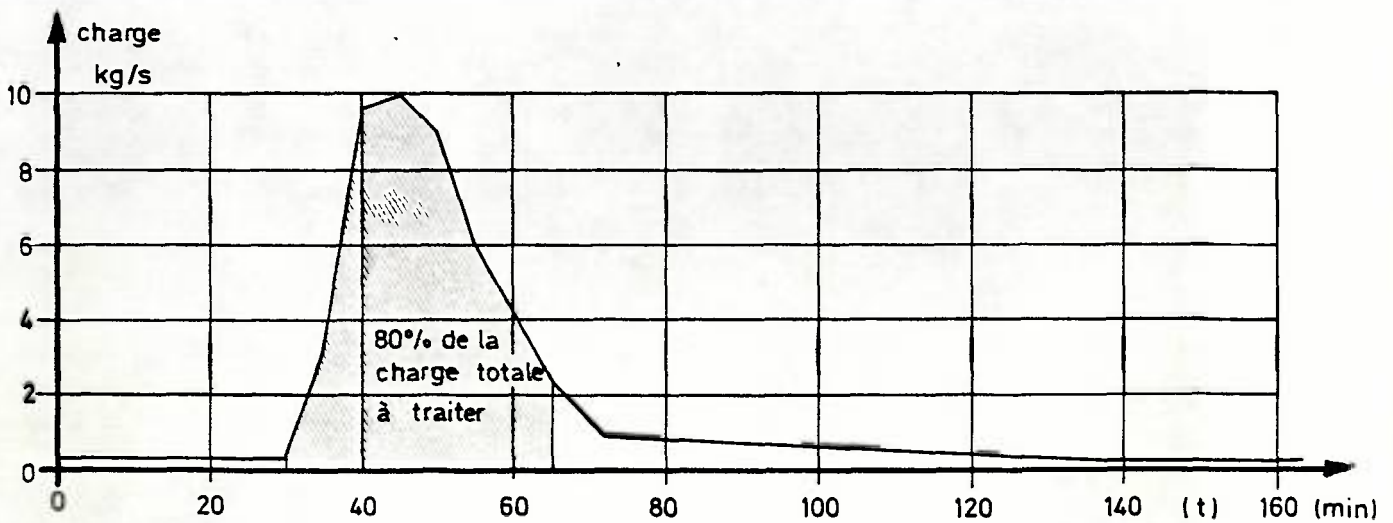
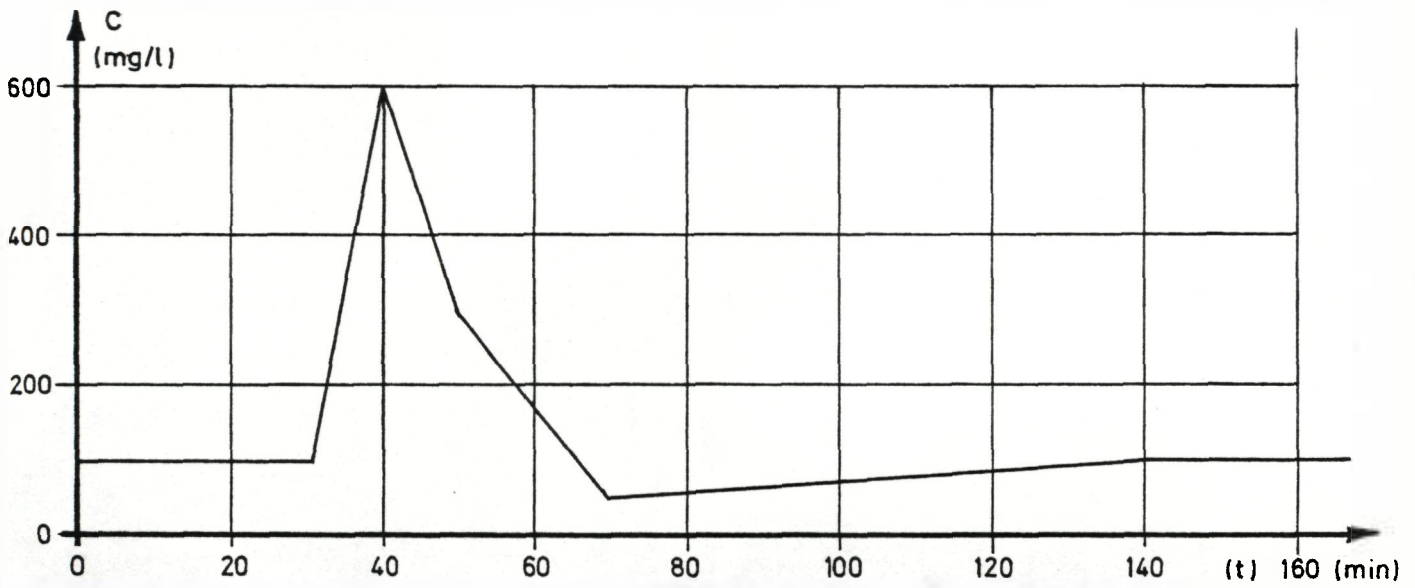
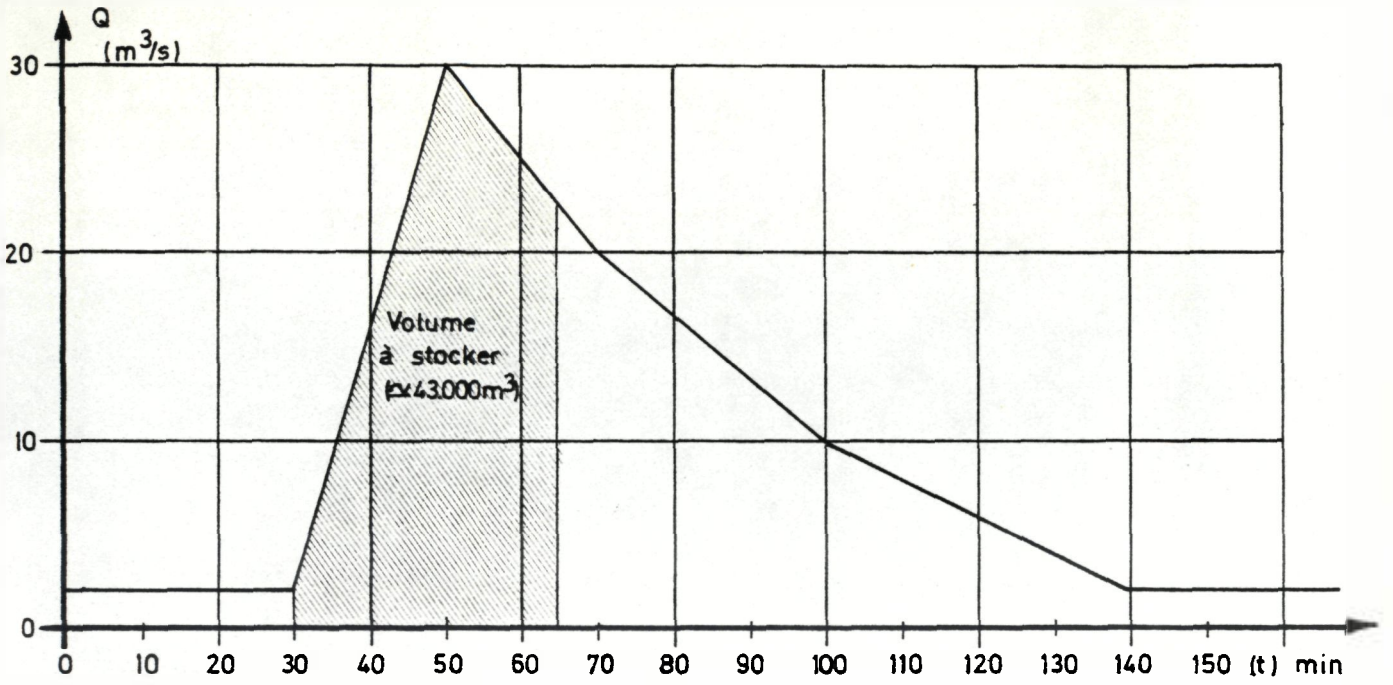
1,25 % 450 ha	1 % 500 ha 1750 m	1,5 % 400 ha 1250 m	2 % 250 ha 750 m	1 % 400 ha 1250 m	Emissaire →
①	②	③	④	⑤	

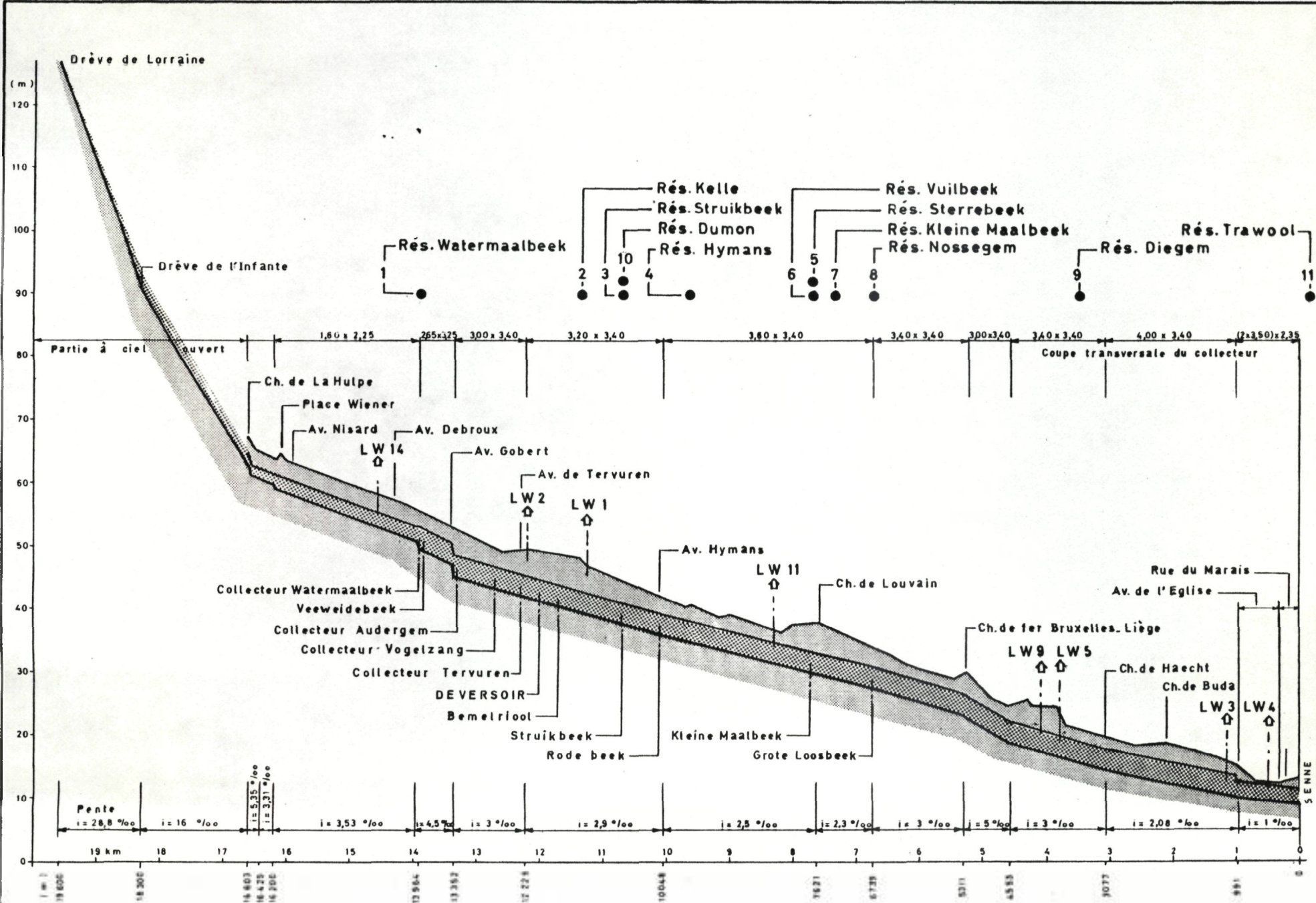
τ = temps entre la pointe de pluie et le maximum de débit

[extrait de "Modèle mathématique permettant de simuler la relation averse-ruisselement sur un bassin versant soumis à une urbanisation progressive" D. NORMAND]

EFFET DE L'URBANISATION SUR LA CHARGE POLLUANTE

Figure 5





PROFIL EN LONG DE LA WOLUWE

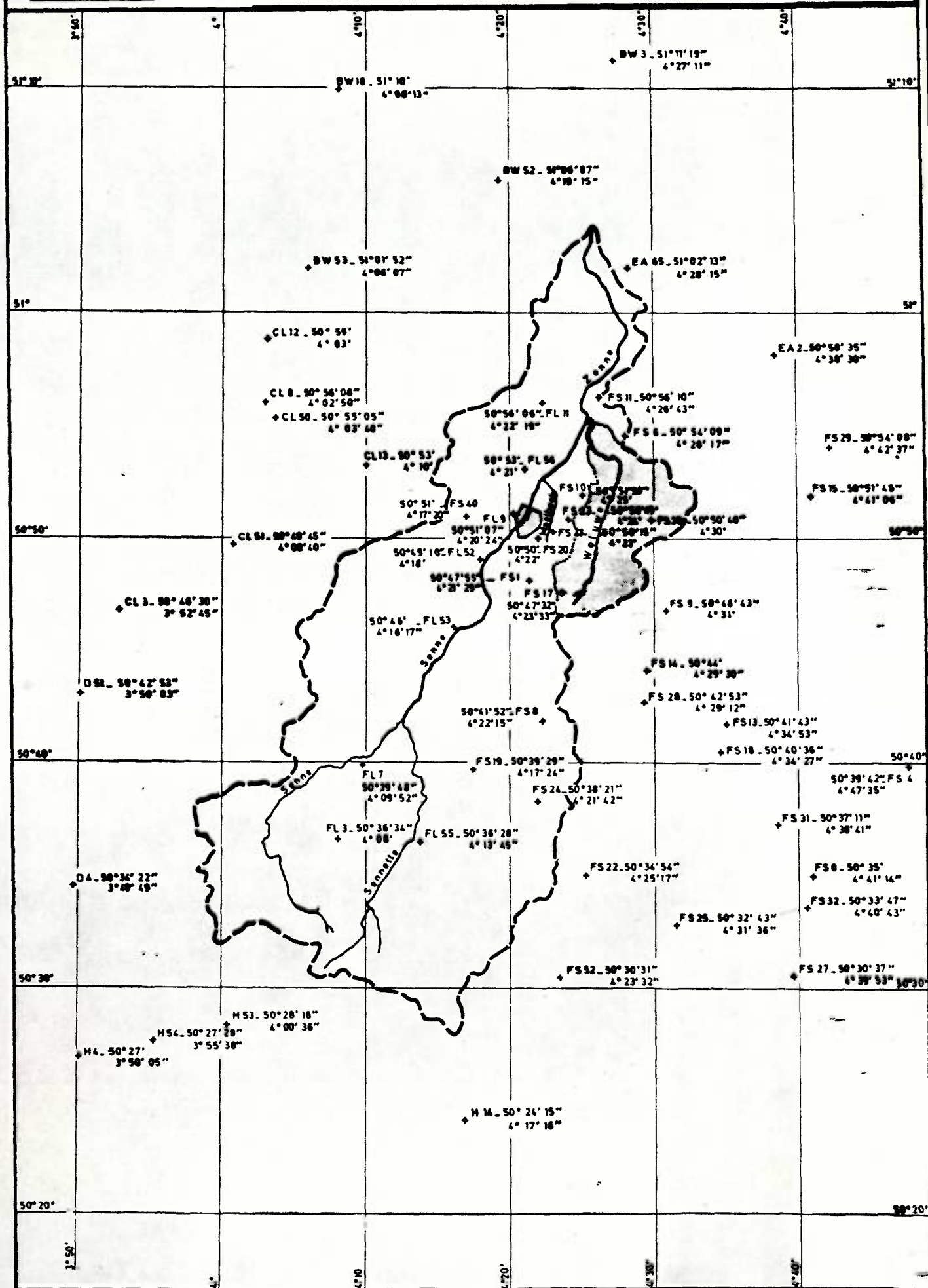
MOD. 279.14 - INONDATIONS DE LA WOLUWE

Figure 9

Echelle :

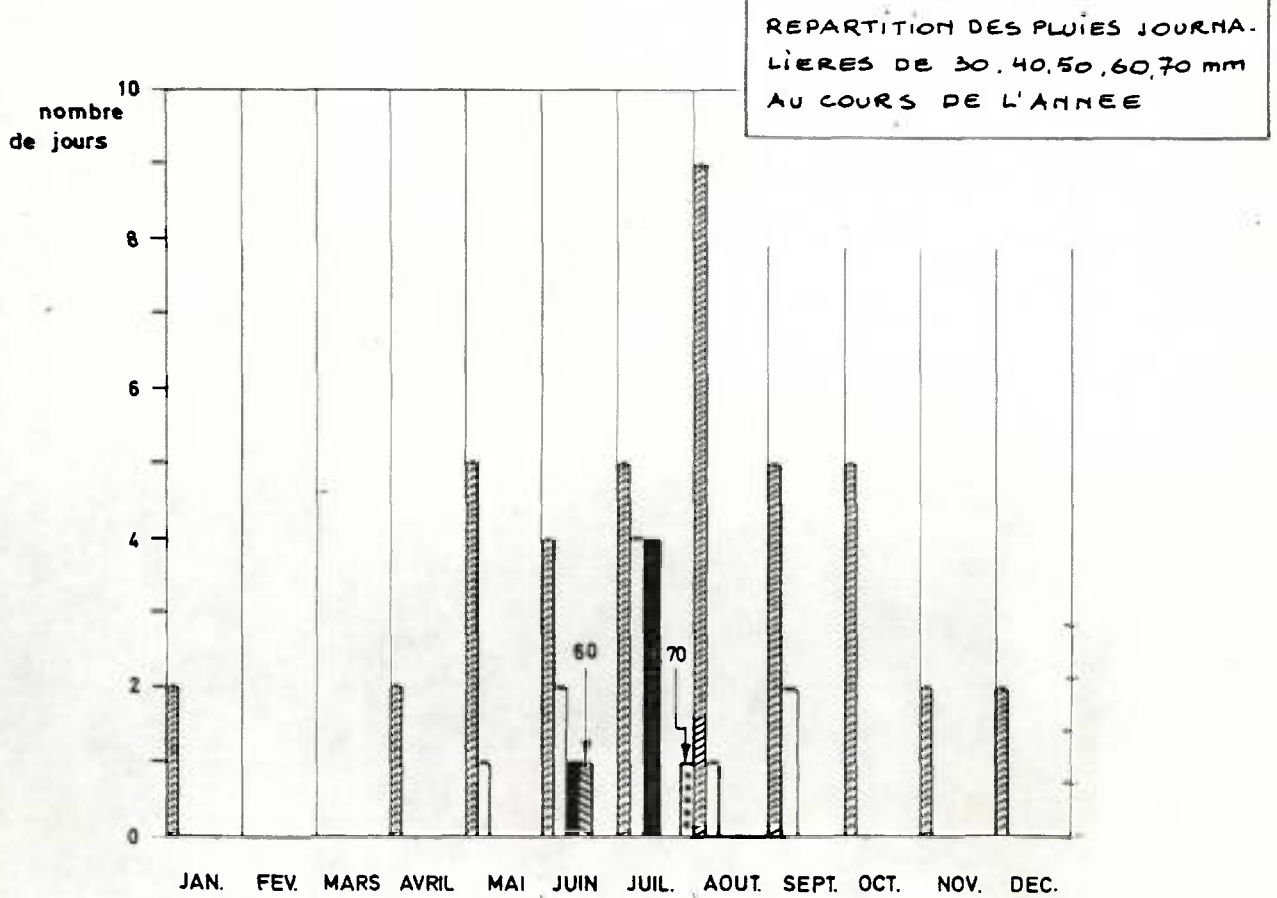
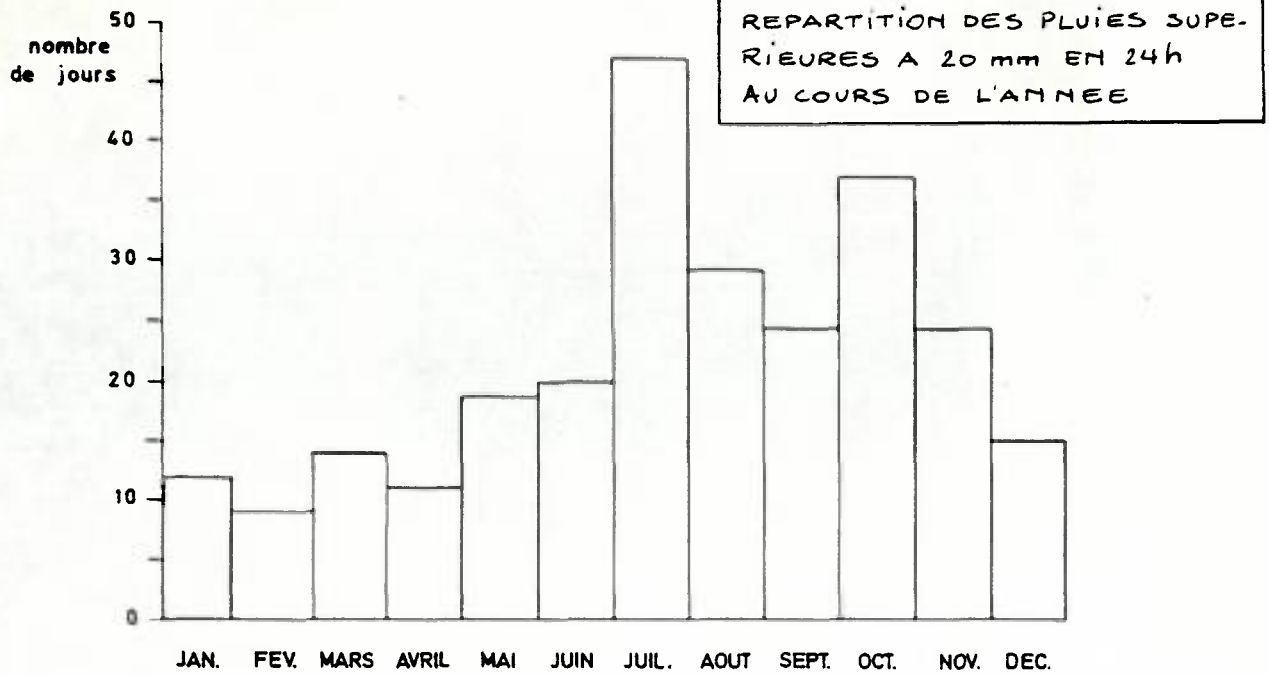
0 2 4 6 8 10 km

SITUATION GEOGRAPHIQUE DES STATIONS PLUVIOMETRIQUES

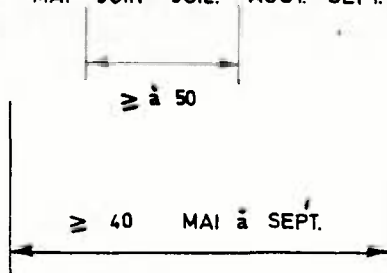


PLUVIOMETRIE - UCCLE
 PERIODE 1901 - 1970
 DIAGRAMMES DE FREQUENCES

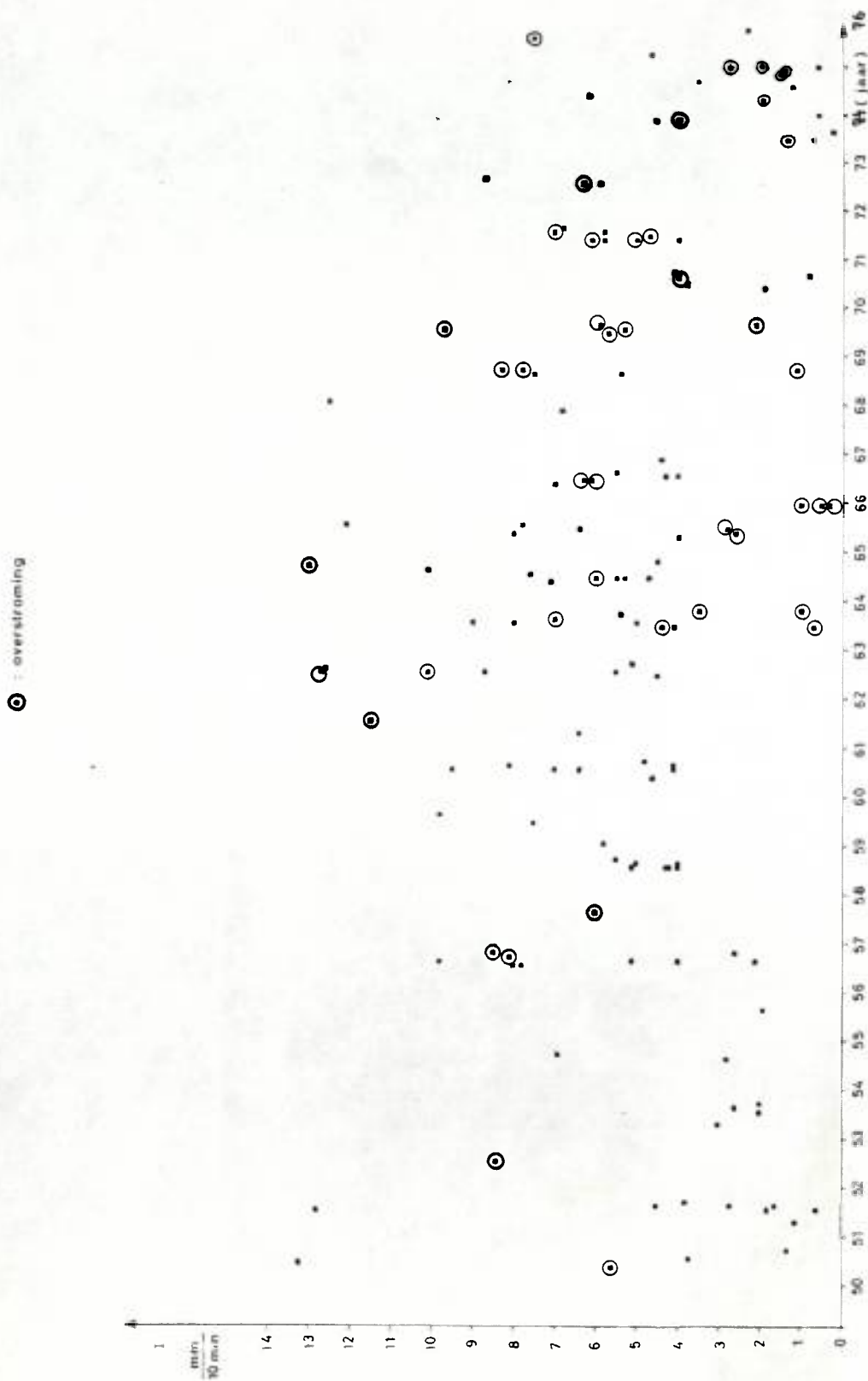
Figure 10



- 30 mm
- 40 mm
- 50 mm
- 60 mm
- 70 mm



Intensité (mm/10 min.) à Uccle en fonction du temps

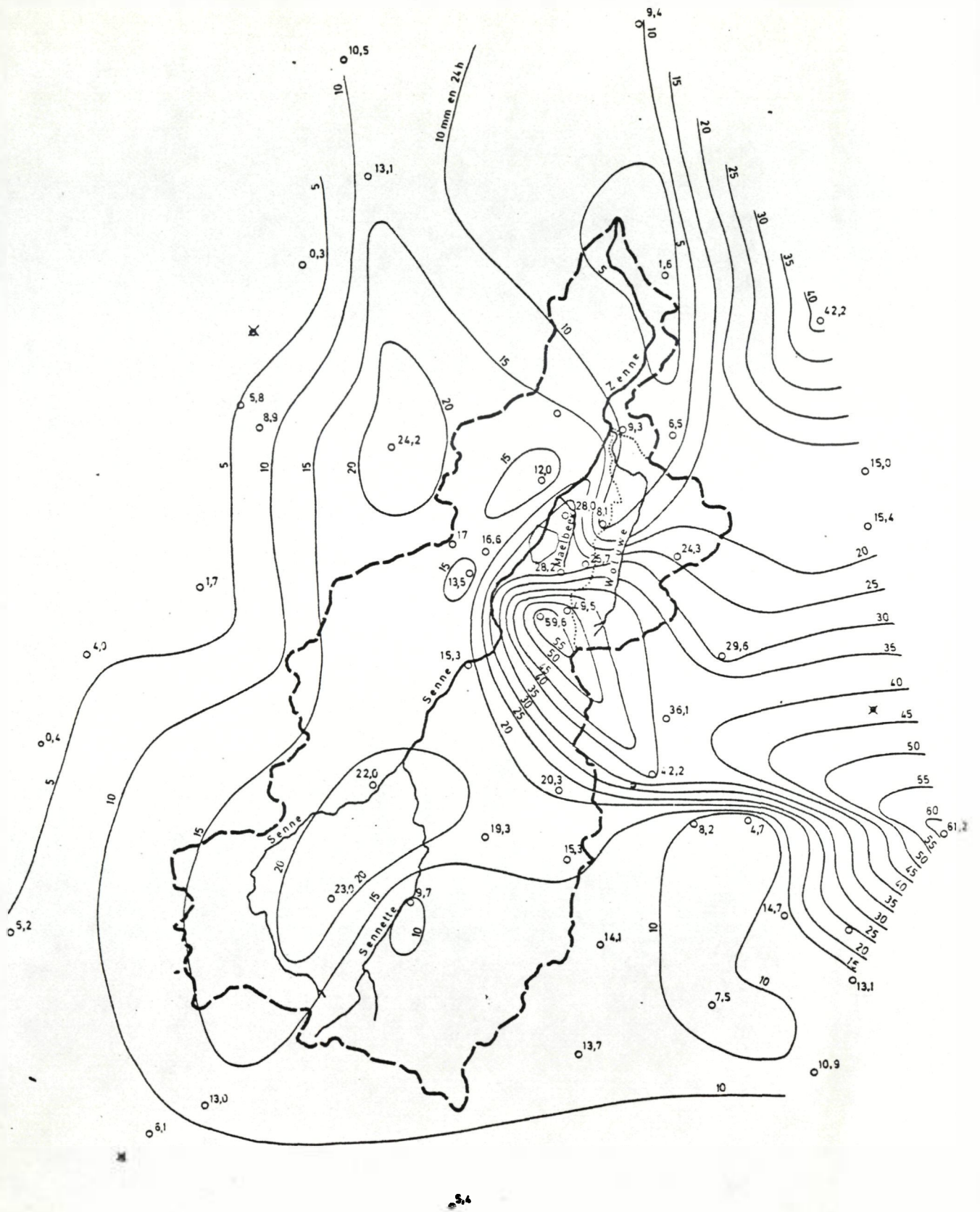




Echelle :

0 2 4 6 8 10 km

ISOHYETES DU 15.7.1962

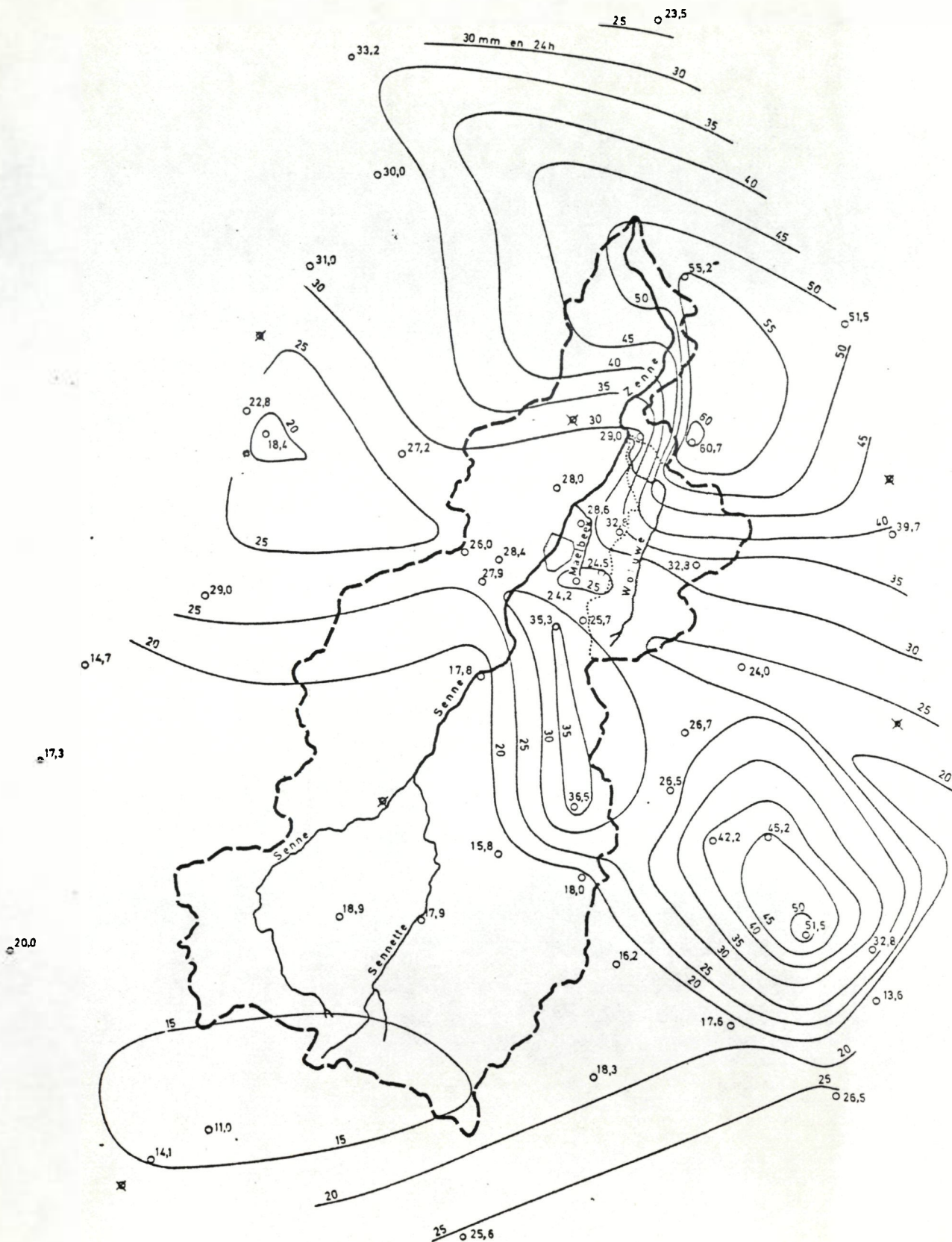




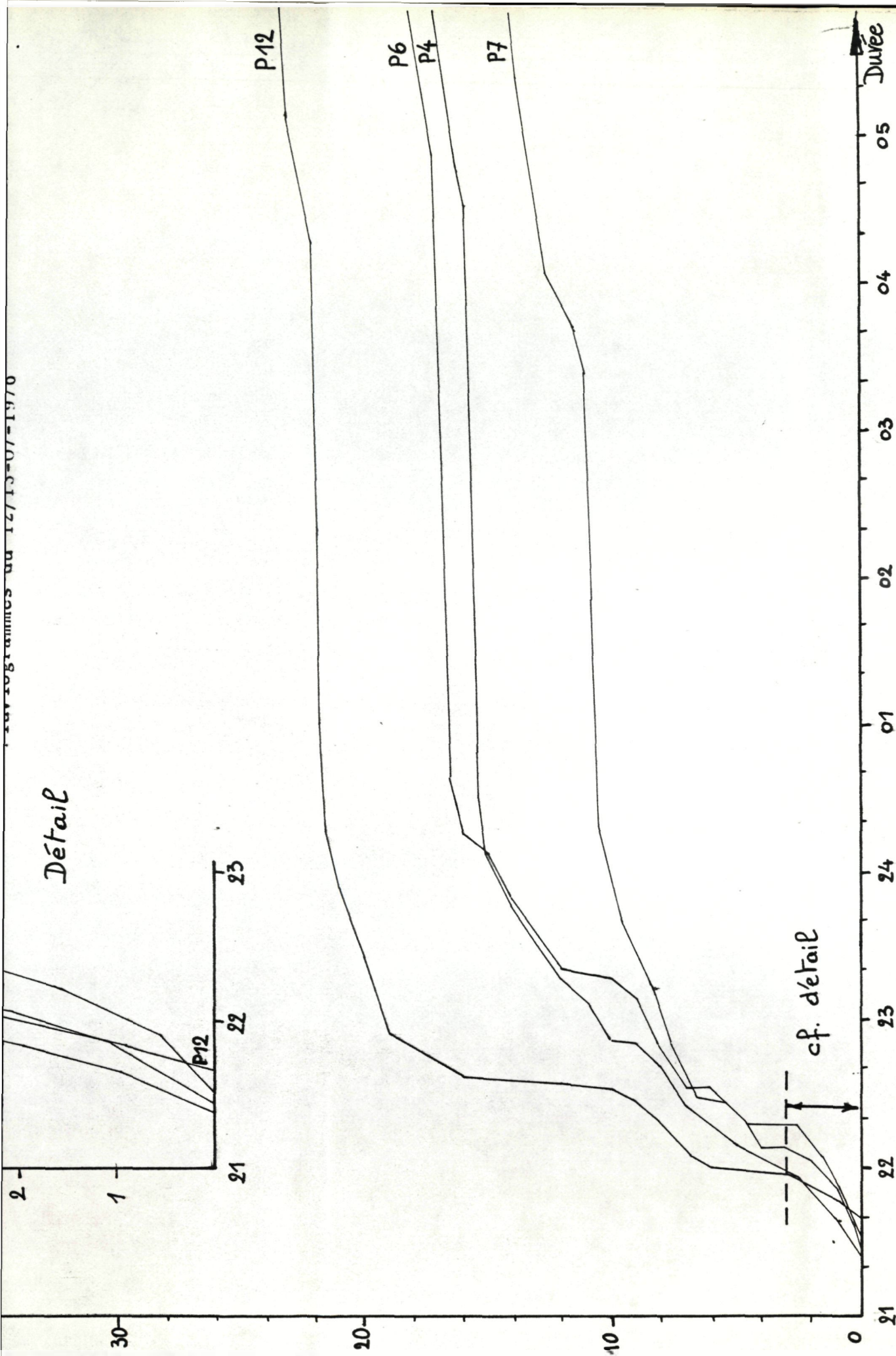
Echelle :

0 2 4 6 8 10 km

ISOHYETES DU 13.6.1961



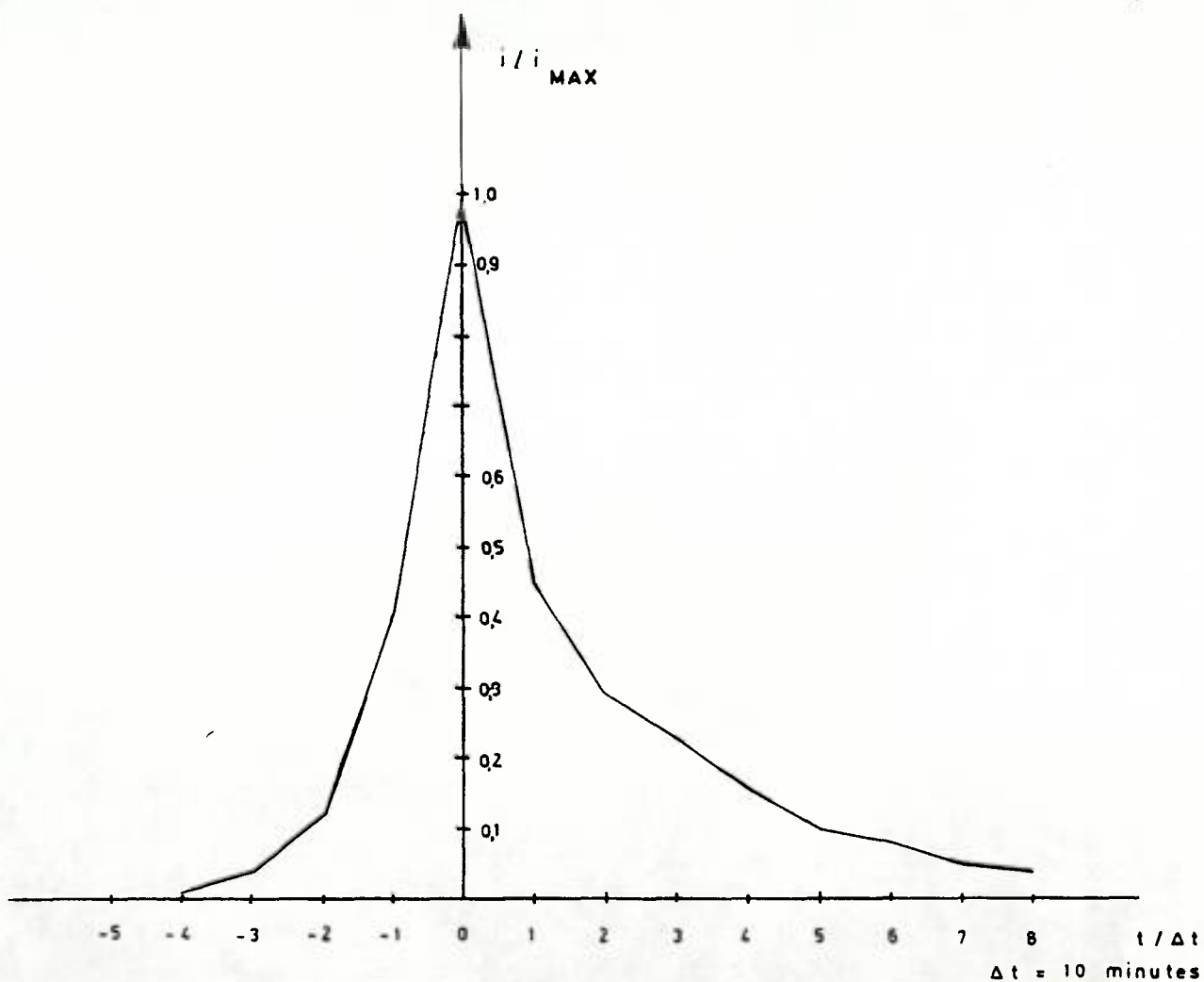
Détail



Durée

fig. I6

REPARTITION TEMPORELLE DE LA PLUIE - FORME MOYENNE



REPARTITION SPATIALE DES PLUIES

RESULTATS MOYENS ET AJUSTEMENTS

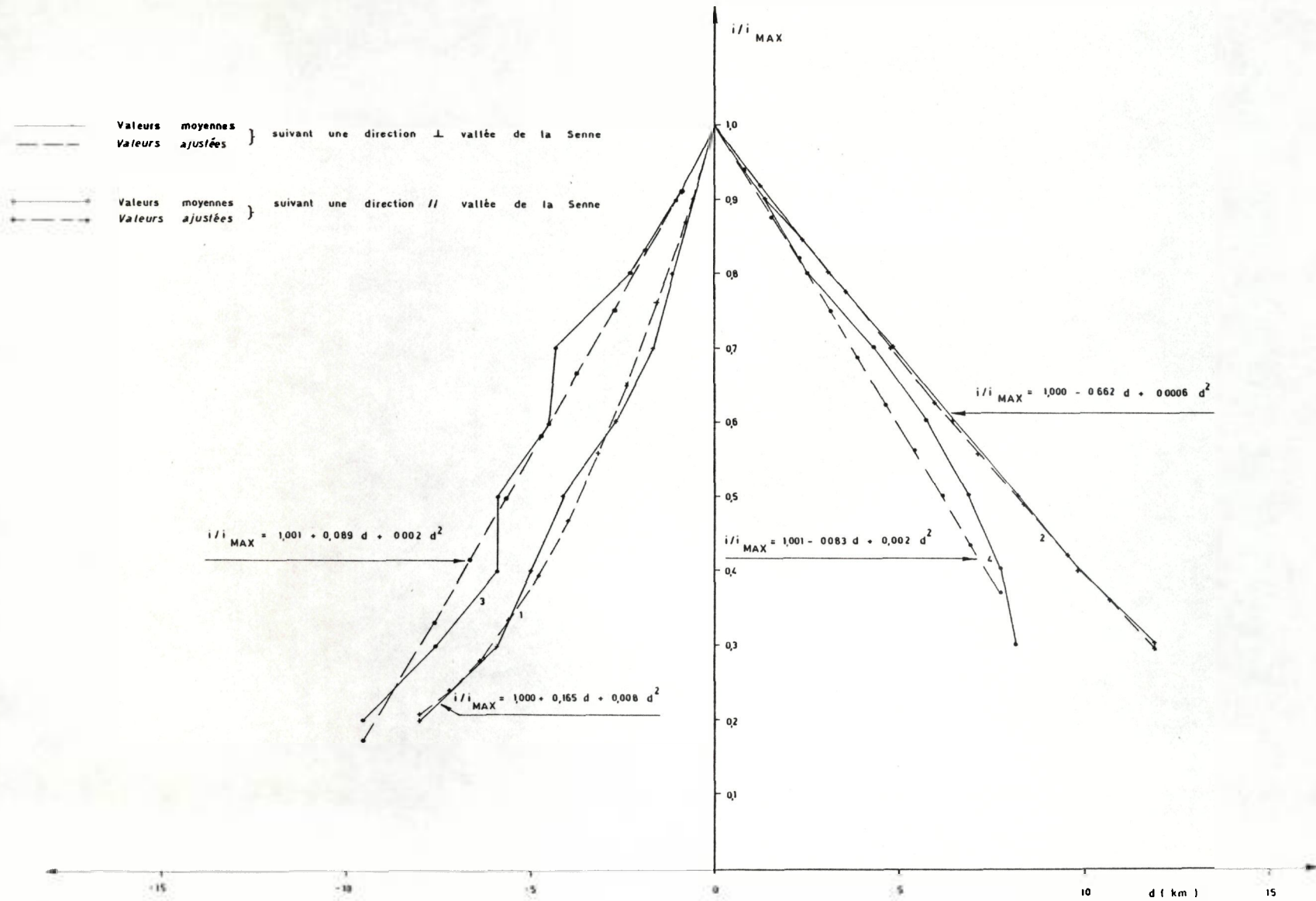
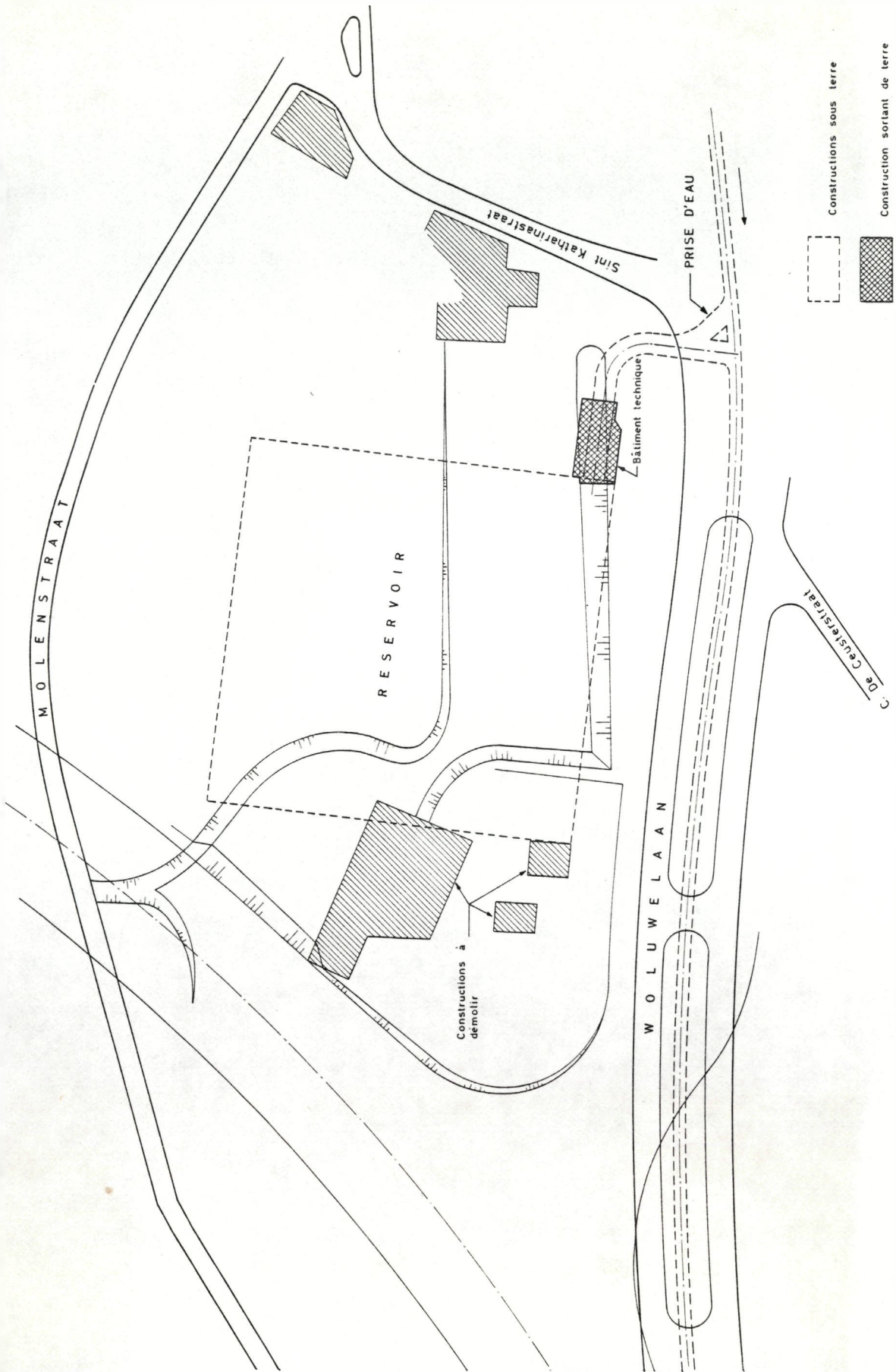


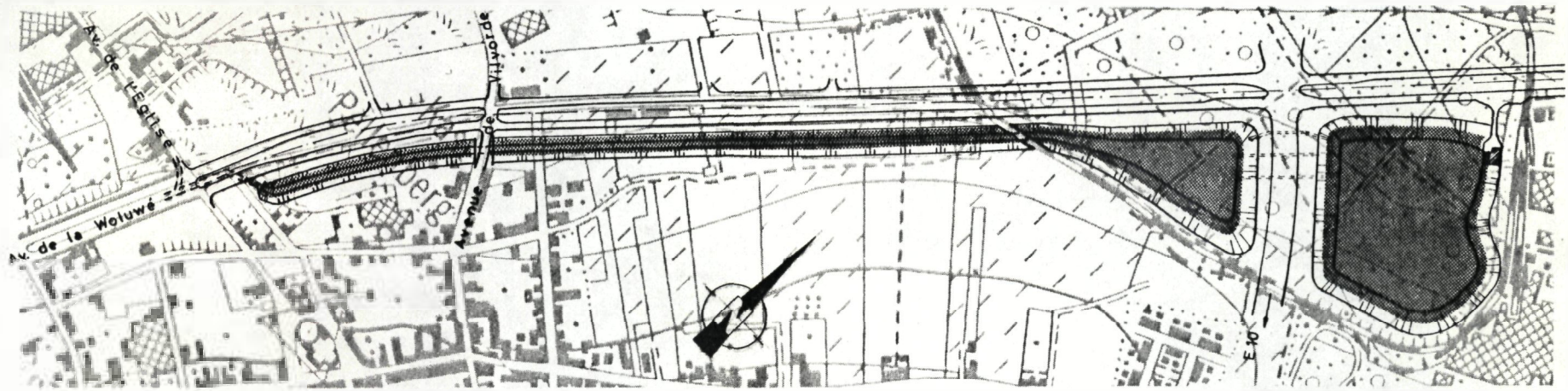
FIG. 18

Réservoir d'orage de Diegem-Implantation



PLAN DE SITUATION

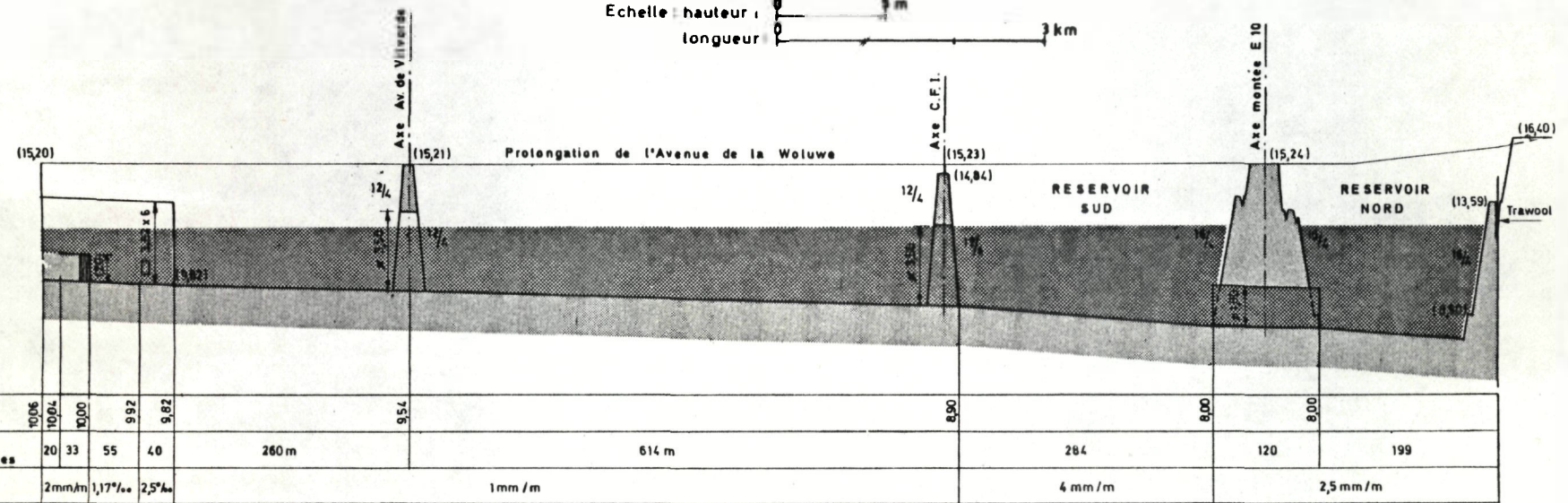
Echelle : 3 km



Ref. plan n° K3 72 216

PROFIL EN LONG

Echelle : hauteur 1 m
longueur 3 km



P. C. : (5,00)

Hauteurs à exécuter	10,06	10,04	10,00	9,92	9,82	7,56	8,90	8,08	8,08	
Distances intermédiaires	20	33	55	40	260 m	614 m	284	120	199	
Pente	2mm/m	1,17‰	2,5‰			1mm/m	4 mm/m		2,5 mm/m	

Ref. plan n° K3 73 208

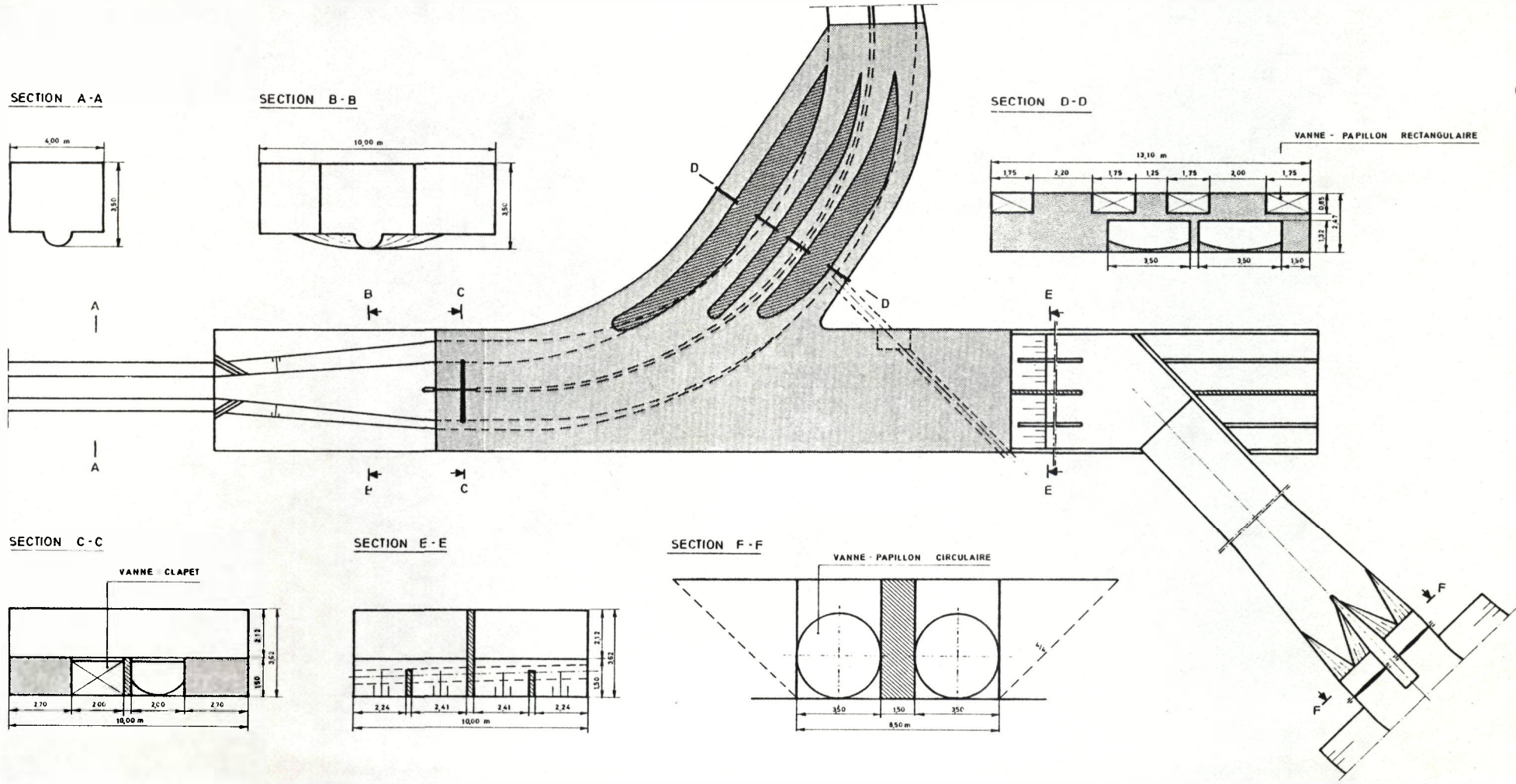
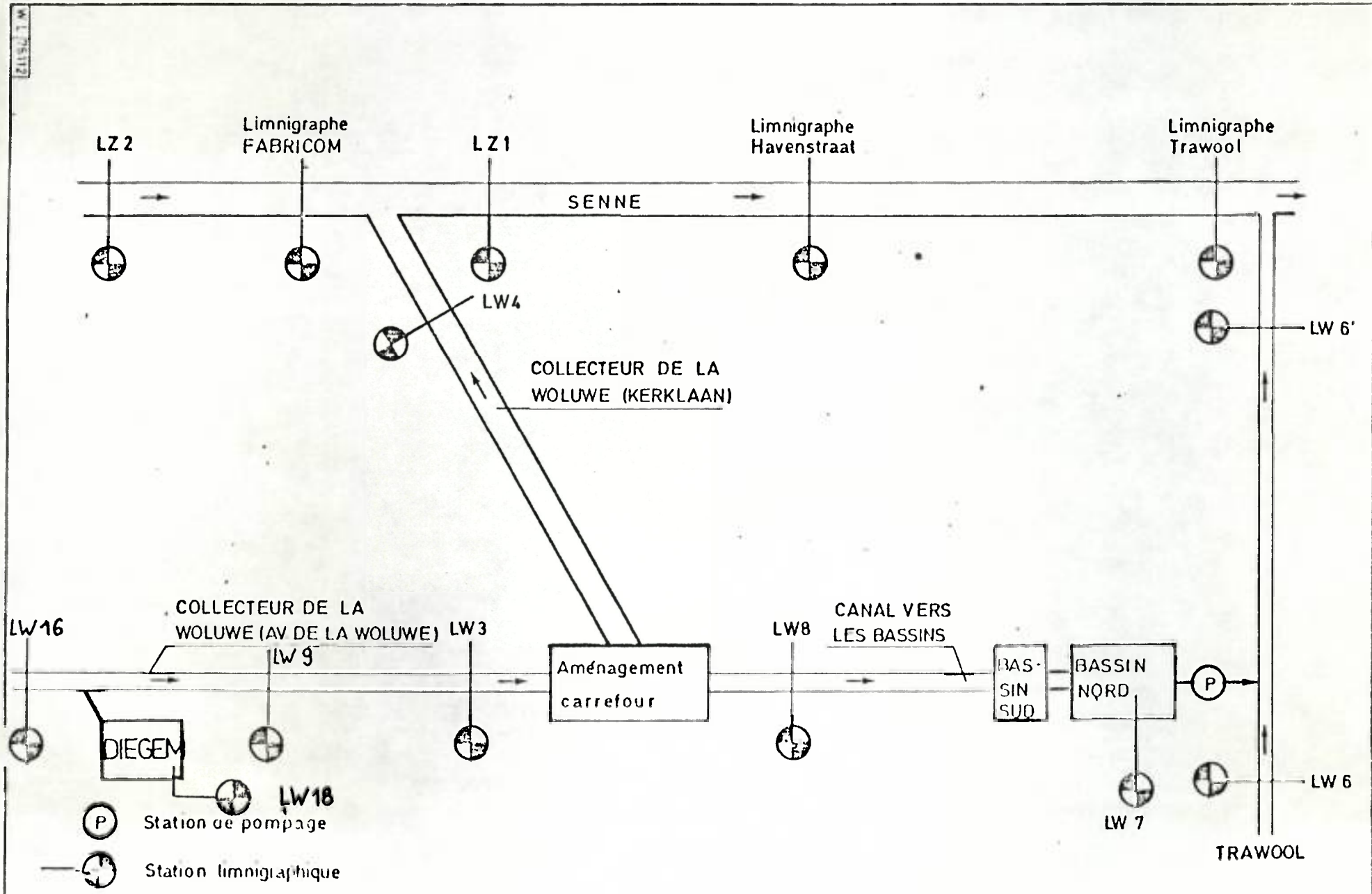
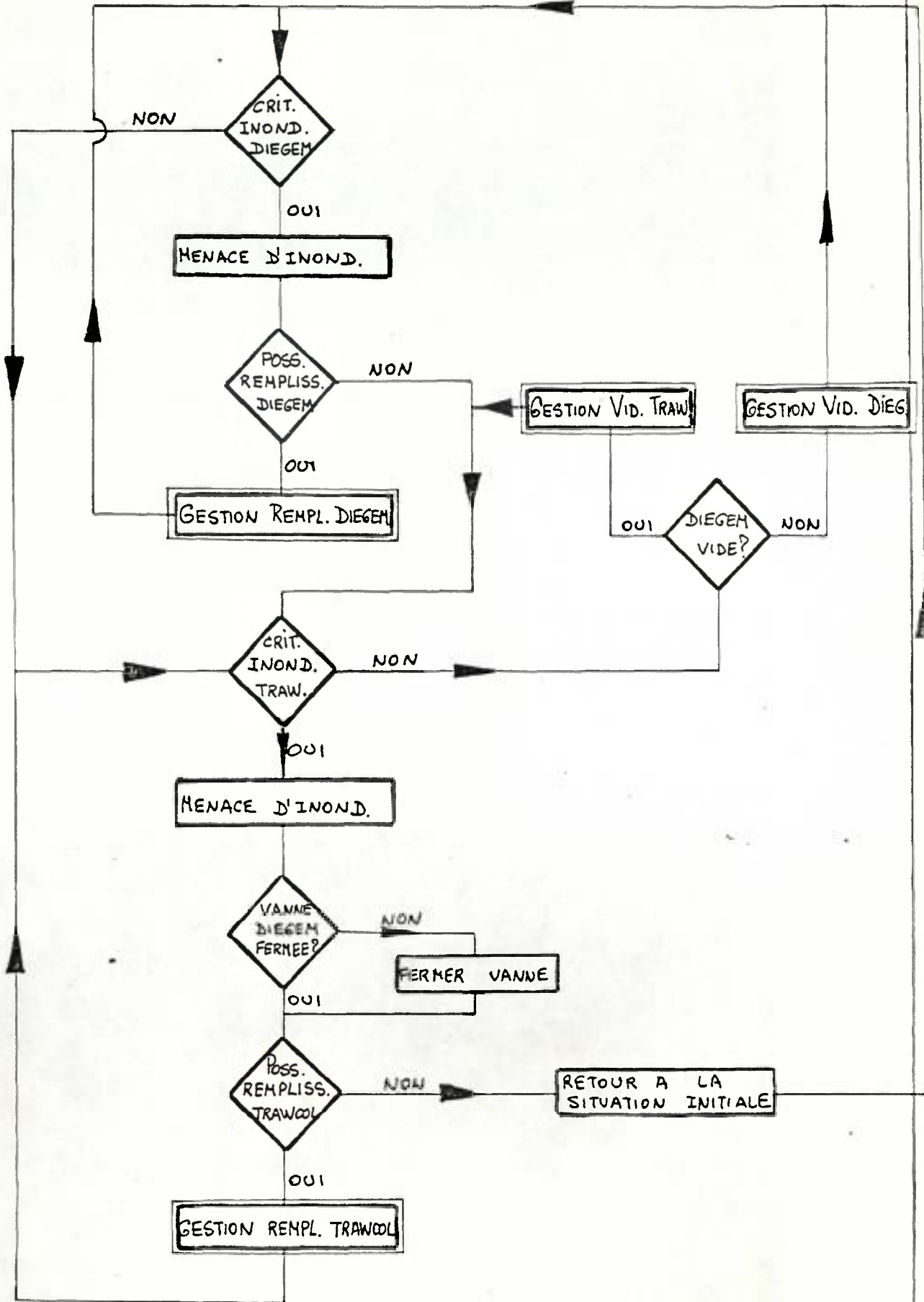


FIG. 21



Organigramme de gestion



UN SYSTEME DE PREVISION DES CRUES EN REAL-TIME POUR LE BASSIN
DE LA SENNE

DONNEES GENERALES.

Superficie des bassins versants.

1. Senne	1160 km ²
2. Agglomération bruxelloise et abords	426 km ²
3. Woluwé	94 km ²

Cours de la Senne.

1. Longueur totale	70 KM
2. Altitude maximale du thalweg	125 m
3. Altitude minimale du thalweg	0 m
4. Pente moyenne en aval de Bruxelles	0,00048 m/m

Cours de la Woluwé.

1. Longueur totale	16,6 km
2. Altitude maximale du radier	63 m
3. Altitude minimale du radier (débouché)	9,05 m
4. Pente moyenne en amont de la Kerklaan	> 0,002 m/m

Régime des écoulements.

I. Sur la Senne à l'aval de Bruxelles (Epegem)

étiage	2,5 m ³ /sec
débit moyen	10- 12 m ³ /sec
crue (mesurée)	90 m ³ /sec
crue (à prévoir, par calculs)	200 M ³ /sec

2. Sur le collecteur de la Woluwé (débouché)

étiage	0;8 m ³ /sec
débit moyen	1,5 m ³ /sec
crue	20- 30 m ³ /sec
crue (à prévoir, par calculs)	137 m ³ /sec

Régimes des crues.

I. Sur la Senne à l'aval de Bruxelles (Epegem)

durée totale moyenne	920 min.
durée de montée moyenne	230 min.
gradient de montée moyen	0,005 m/min.

2. Sur le collecteur de la Woluwé (aval)

durée totale moyenne	120 min.
durée de montée moyenne	30 min.
gradient de montée moyen	0,036 m/min.

STUDIE VAN DE HOGE AFVOEREN OP DE DIJLE

J.P. BOGAERTS, n.v. SEGES

De Dijle, bijrivier van de Schelde via de Rupel stroomt in noordelijke richting. Zij bespoelt een zeer afwisselend landschap, van intens industriegebied via dichtbevolkte wooncentra en landelijke verblijven naar agrarische gebieden met kultuurland, weiden, bossen en vijvers.

Dit laatste gedeelte van de vallei is, mede wegens haar noord-zuid orientatie een voorkeursroute voor trekvogels.

Hieruit volgt dat bij verbeteringswerken op de Dijle uiterste omzichtigheid geboden is. Het is inderdaad moeilijk de eisen gesteld door de industriekernen en de woongebieden te verzoe- ken met die die voorde bescherming en de ontwikkeling van belangrijke bestaande biotopen noodzakelijk zijn. De ontwerper staat voortdurend in een konfliktsituatie waarbij de factoren economie, natuur en techniek elkaar bekampen.

x

x

x

De Landelijke Waterdienst beheert de niet-bevaarbare rivieren en draagt de verantwoordelijkheid voor de Dijle vanaf de grens tussen Bousval en Court-Saint-Etienne tot aan de monding van de Demer te Werchter. In deze bespreking wordt uitsluitend rekening gehouden met de problemen van de rivier in deze zone.

x

x

x

Bij het formuleren van de verschillende eisen dient er vooraf op gewezen dat in deze bespreking de watervervuiling praktisch niet zal aan bod komen. Dit maakt immers het voorwerp uit van afzonderlijke studies en verwezenlijkingen.

Als men de zuivering van de oppervlaktewaters terzijde laat, zijn de eisen van de natuur eerder gering : de vallei is goed, laat ons er niets aan veranderen. En als er dan toch hier of daar een ingreep moet gebeuren, laat die dan zo milieuvriendelijk mogelijk zijn.

De industrie en de woongebieden daarentegen worstelen met andere problemen.

De stad Leuven leeft onder een permanente overstromingsdreiging. Men schat de afvoercapaciteit van Leuven op ongeveer $60 \text{ m}^3/\text{s}$. Statistische berekeningen hebben uitgewezen dat een debiet van $60 \text{ m}^3/\text{s}$ eens op de vijftwintig jaar voorkomt. Eens op de honderd jaar mag men daarenboven een debiet van $117 \text{ m}^3/\text{s}$ verwachten. Deze berekeningen schijnen een bevestiging te vinden in een debietsmeting dit rond het jaar 1890 verricht werd en die $120 \text{ m}^3/\text{s}$ aangaf. Volgens de bijgevoegde beschrijving stond het water tot op ongeveer 60 cm boven het wegdek aan de Volmolen, de stroomopwaartse sluis te Leuven.

Ver van te beweren dat de nieuwe katastrophe voor 1990 voorzien is moet men toch begrijpen dat het overstromingsproblemen te Leuven reëel zijn.

Andere woon-en industriekernen langs de Dijle zijn ook bedreigd : Waver kende in 1974 een ernstige overstroming die veroorzaakt was door een debiet dat slechts een waarschijnlijkheid heeft van eens in de 10 jaar ; Court-Saint-Etienne kent zelfs jaarlijks overstromingsmoeilijkheden.

Daarenboven bestaan er nog een reeks minder belangrijke problemen die vooral te maken hebben met stuwen en oeververdediging.

De Landelijke Waterdienst is zich van deze problemen bewust. Een diepgaande studie van de Dijleproblemen werd vanaf 1968 voorbereid en vanaf 1974 uitgewerkt.

De studie wordt gegrondvest op de volgende basisgegevens :

- Een topografisch opmeting op het terrein : deze dateert van het einde der zestiger jaren :

Essentieel werd een planzicht gemaakt op schaal 1/ 1000. Hierop wordt de rivier voorgesteld met alle nuttige gegevens van het omliggende landschap : gebouwen, bruggen, spoorwegen en wegen, weiden, bossen en vijvers enz. Alle topografische merktekens en de ligging der opgemeten dwarsprofielen worden ook aangegeven.

Daarnaast werden dwarsprofielen opgemeten en uitgetekend op schaal 1/100 en een lengteprofiel op schaal 1/2 500 en 1/1 00 dat het bodemverhang en de peilen van linker en rechteroever weergeeft.

- Waar de topografische opmeting veel gegevens verschaft over details van de rivier kon men zich voor de algemene kenmerken van het bekken steunen op de oro-hydrografische kaarten van het Nationaal Kartografisch Instituut en op de statistieken van het Nationaal Instituut voor Statistiek.

Uit deze gegevens konden oppervlakte en ligging van de hydrografische deelbekkens bepaald worden alsmede konzentratietijden van bijrivieren.

- Betreffende de hydrologie moet men zich in eerste benadering steunen op neerslag en afvoergegevens.

Voor de neerslag ging de interesse in twee richtingen : de statistische gegevens en de real-time-gegevens.

Voor de statistische gegevens konden we steunen op langdurige waarnemingen van het KMI te Ukkel en Ernage.

Voor deze beide stations zijn geklasseerde neerslagkurven van grote waarde voorhanden.

Voor de real-time-gegevens kan men steunen op een net van negen pluviometers die in en rond het bekken van de Dijle verspreid liggen.

Als afvoergegevens beschikken we hoofdzakelijk over een limnigraaf op de Dijle te Waver die uitgebaat wordt door het Ministerie van Openbare Werken en over een limnigraaf te Sint-Joris-Weert door de Landelijke Waterdienst beheerd.

De limnigraaf te Waver kon slechts als controle-limnigraaf beschouwd worden, vooral omdat zijn hydrografisch bekken kleiner is dan dat van de limnigraaf te Sint-Joris-Weert.

Voor deze laatste limnigraaf geldt er een andere beperking. Hij is sinds april 1973 aan de Landelijke Waterdienst toevertrouwd, en het is slechts sedert die tijd dat een eenduidige waterpeil-debiets-relatie werd opgesteld.

Men kan ook te rade gaan in de bestaande literatuur over de hydrologie van de Dijle en dan is men vooral aangewezen op een reeks eindwerken en thesissen aan de KUL en de UCL die steeds de Dijle als een geliefkoosd studieobject beschouwd hebben. Maar groot is de verbazing als men afvoercoëfficiënten aantreft die variëren van 8 tot 32 %.

En daar zat de studie in het slop ; de afwijking tussen de verkregen informatie gaat van het enkele tot het viervoudige. In die veronderstelling kan geen enkel ontwerp opgemaakt worden.

Het probleem waarmee de ontwerper geconfronteerd werd kreeg nog een economische dimensie ; daar binnen het kader van de kontraktuele bepalingen nog plaats moest gezocht worden voor een hydrologische benadering, die voldoende precies moest zijn in het bepalen van de statistische debieten met een waarschijnlijkheid van eens op de 100, 50, 25, 10 en 5 jaar, en tevens in het kader van het studiebudget moest vallen.

Uit deze overwegingen is de hier voorgestelde methode geboren. Ze heeft geen enkele wetenschappelijke pretentie, ze steunt volledig op reeds lang gekende hydrologische vaststellingen. Zij wordt met de hulp een relatief grote computer uitgevoerd en kan in zekere zin een mathematisch model van de rivier genoemd worden. Maar het lijkt onvoorzichtig een dergelijk vereenvoudigd model in een real-time-berekening aan te wenden - een real-time-berekening is een berekening die uitgaande van de waarnemingen van vandaag de resultaten van morgen kan voorspellen. Dit lijkt deze methode niet te kunnen. Wat deze methode bedoelt is een statistische verdeling van de debieten langs de waterloop te geven.

Kort samengevat verloopt de berekening op de volgende wijze :

Uit de geometrische karakteristieken van het Dijle-bekken ; uit het limnigram van de limnigraaf te Sint-Joris-Weert ; uit de relatie waterpeil-debiet voor die limnigraaf en uit de pluviogrammen der negen pluviometers die in en rond het Dijle-bekken gelegen zijn, wordt de verhouding neerslag-debiet bepaald. De berekening wordt voor periodes van 6 uur gemaakt. We stellen vast dat de berekening soms niet mogelijk is en dan worden die periodes terzijde geschoven-dit mits een bespreking, maar die volgt later.

Anderzijds stellen we vast dat de neerslag-afvoerrelatie zeer veranderlijk is. Men moet dus ook een waarschijnlijkheid aan die relatie verbinden.

In een tweede stap wordt, uitgaande van de geometrische eigenschappen van het Dijle-bekken, van de statistieken van neerslag te Ukkel en te Ernage en van de statistieken der neerslag-afvoerrelatie een statistiek van de debieten opgesteld.

Men kan dus zeggen dat men de juiste methode, namelijk de methode der logaritmische extrapolatie der geklasseerde debieten vervangt door de geklasseerde neerslagen te vermengvuldigen met de oppervlakte van het kritisch bekken en met een afvoercoëfficiënt met verschillende waarschijnlijkheid.

Dit is noodzakelijk omdat men eenvoudig niet beschikt over een kurve der geklasseerde debieten voor een voldoende lange periode.

Anderzijds moet men deze berekeningsmethode niet verwijten van over één nacht ijs te willen gaan omdat ze steunt op, ten eerste, de geometrische karakteristieken van de bekkens; deze kunnen met een willekeurige nauwkeurigheid vastgesteld worden.

Ten tweede : op de kurve van de geklasseerde neerslagen-die werd, zowel voor Ukkel als voor Ernage, op basis van zeer langdurige waarnemingen opgesteld-en voor de neerslag met een waarschijnlijkheid van eens op de vijftig jaar-dat is de zwaarste neerslag die men hier nodig heeft-kan er geen nauwkeurighedsprobleem bestaan.

Ten derde : de meeste kritiek treft de berekening van de waarschijnlijkheid van de afvoerrelatie : Voor de Dijle wordt die inderdaad slechts over een periode van twee jaar uitgevoerd

Men mag hierbij niet vergeten dat de berekening zoals verder wordt aangetoond 4 maal per dag gebeurt met voor de Dijle ongeveer 50 % afval ; maar dat is nog steeds ongeveer 1400 berekeningen. Met dit staal van 1400 waarnemingen wordt een statistiek opgesteld die leiden moet tot een koëfficiënt in de formule die de te verwachten debieten geeft.

Ver van mij te beweren dat deze methode gelijkwaardig is met de methode van de geklasseerde debieten, maar om debieten te kunnen klasseren moeten ze eerst voorhanden zijn.

Het voordeel van deze rekenwijze is juist dat ze de bestaande debietswaarnemingen tot het maximum benut en die waarnemingen versterkt met neerslagwaarnemingen die voor een veel langere periode gekend zijn.

Met de aldus bekomen debieten en met de topografische kennis van de rivier wordt de hydraulische as- dit is het waterpeil in het lengteprofiel- voor een tienjaarlijkse afvoer getekend. Op dit lengteprofiel staan ook de oevers afgebeeld en men kan zo gemakkelijk de problemen : overstromingen, te grote snelheden, lokalizeren. Dit computerprogramma kan als volwaardig mathematisch model beschouwd worden. Hierop kan men nu willekeurig verbeteringswerken simuleren en de hydraulische as herrekenen voor het vereiste debiet, t.t.z. voor het debiet waartegen men de omgeving wil beschermen. Het is duidelijk dat weiland niet op dezelfde wijze dient beschermd als Leuven-centrum. In feite zou in elk geval een kosten-baten analyse moeten uitgevoerd worden : een vergelijking van de verbeterings kostprijs en de eventueel daardoor vermeden waterschade. Pratisch komt daar nog een budjetaire beperking bij.

Als we erin slagen een verbeterde hydraulische as op te stellen voor debieten met aanvaardbare waarschijnlijkheid en aan economisch en budjetair verantwoorde voorwaarden dan staan we voor een realiseerbaar projekt.

Bij deze methode hoort nog wat uitleg bij de bepaling van de afvoercoëfficiënten en het daarbij horend basisdebiet.

Als basisdebiet wordt gedefinieerd de som van alle debieten met hun algebraïsch teken die gedurende een periode van een maand ongeveer konstant zijn of althans konstant kunnen verondersteld worden in vergelijking tot het totale debiet.

Deze debieten zijn het brondebiet van de hoofdrivier en al haar bijrivieren min het water dat op ongeveer konstante wijze afgepompt wordt (voor drinkwater-bevoorrading of voor spijzing van kanalen bij voorbeeld). Min het water dat uit de rivier in de ondergrond verdwijnt (in karstische zones, b.v.) plus het water dat uit de ondergrond te voorschijn treedt (ook in karstische zones b.v.) plus smeltwater.

De afvoercoëfficiënt wordt gedefinieerd als de verhouding tussen het totaal debiet in de rivier op een bepaalde plaats tot de totale neerslag in het hydrografisch bekken van de rivier op dezelfde plaats voor eenzelfde tijdsinterval

$$\text{AFV.KOEF.} = \frac{\sum_t \text{DEB}}{\sum_t \text{NEER}}$$

rekeningen houdend met de optredende tijdsverschillen.

Deze definitie moet nog aangepast worden rekening houdend met het hogergedefinieerd basisdebiet. Inderdaad dit debiet is konstant verondersteld en onafhankelijk van de ogenblikkelijke neerslag. Het mag dus niet in de definitie van de afvoercoëfficiënt voorkomen.

Een betere definitie is dan : de verhouding van het totaal debiet in de rivier op een bepaalde plaats min het totaal

basisdebiet voor die plaats tot de totale neerslag in het hydrografisch bekken van de rivier op dezelfde plaats voor eenzelfde tijdsinterval.

$$\text{AFV.KOEF.} = \frac{\sum_t \text{DEB} - \sum_t \text{BAS.DEB}}{\sum_t \text{NEER}}$$

Deze expressie van de afvoercoëfficiënt bevat een onbekende : het basisdebiet. Bij de definitie van het basisdebiet zal het opgevallen zijn dat deze grootte moeilijk, zonet niet te meten is.

Als het afgepompte water nog enigszins te schatten is, dan is het ondenkbaar metingen op de bron uit te voeren. Inderdaad het komt zelden, zonet niet voor dat de bron nog maar te lokaliseren is.

Om deze moeilijkheid gedeeltelijk te omzeilen maken we gebruik van de definitie van het basisdebiet volgens hetwelk dit laatste gedurende een beperkte periode-om de ideeën te vestigen : 1 maand - konstant kan verondersteld worden. We maken ook gebruik van het feit dat de afvoercoëfficiënt noch boven de waarde één kan uitstijgen, noch onder de waarde nul kan dalen.

Deze berekeningen worden voor periodes van 6 uur gemaakt. Veel van die periodes kunnen geen aanleiding tot geldige berekening geven omdat de neerslag nul of te klein is. De neerslag komt immers in de noemer van onze expressie voor. Wanneer men aldus de periodes met voldoende neerslag met elkaar vergelijkt dan stellen we vast dat het basisdebiet meestal tussen enge grenzen bepaald is. Tussen die grenzen wordt dan het basisdebiet gekozen en daaruit wordt de afvoercoëfficiënt voor die periode van 6 uur bepaald.

Deze afvoerkoëfficiënten worden geklasseerd een de afvoerkoëfficiënten die met verschillende waarschijnlijkheden optreden worden bepaald.

*

*

*

We veronderstellen dat de waarschijnlijkheid van regenneerslag onafhankelijk is van de waarschijnlijkheid van afvoerkoëfficiënt. Dit komt erop neer aan te nemen dat gelijk welke regen op een grond kan vallen met gelijk welke verzadigingsgraad. Het debiet is gelijk aan het basisdebiet plus het produkt van afvoerkoëfficiënt maal oppervlakte van bekken maal regenintensiteit :

$$Q = \text{BAS.DEB} + \text{AFV.KOEF} * \text{OPP} * \text{NEER.I.}$$

Het basisdebiet werd hoger bepaald en de oppervlakte van het bekken is met waarschijnlijkheid 1 gekend. Men kan dus aannemen dat de waarschijnlijkheid van het debiet gelijk is aan het produkt van de waarschijnlijkheden van afvoerkoëfficiënt en regenintensiteit.

Op de volgende tabel komen de waarschijnlijkheidskombinaties voor die in deze studie gebruikt werden.

NEERSLAG					
Waarschijnlijkheid (*)	50 jaar 0,02	25 jaar 0,04	10 jaar 0,1	5 jaar 0,2	2 jaar 0,5
0,02					0,01 100 jaar
0,04					0,02 50 jaar
0,05				0,01 100 jaar	
0,08					0,04 25 jaar
0,10			0,01 100 jaar	0,02 50 jaar	
0,20			0,02 50 jaar	0,04 25 jaar	0,1 10 jaar
0,25		0,01 100 jaar			
0,40			0,04 25 jaar		0,2 5 jaar
0,50	0,01 100 jaar	0,02 50 jaar		0,1 10 jaar	

(*) van de afvoercoëfficiënt

De waarschijnlijkheden die bij de periodes in jaartallen vermeld zijn zijn de kansen dat het beschouwde verschijnsel gedurende een bepaald jaar voorkomt.

*
* *

De bepaling van het kritische bekken kan nog moeilijkheden opleveren.

Het is inderdaad niet zo dat een neerslag op het grootst mogelijke bekken het grootst mogelijke debiet geeft omdat de concentratietijd vergroot en dus de neerslagintensiteit afneemt.

Dit probleem werd op de volgende wijze opgelost. In absis tekenen we de tijd die nodig is om een bepaald rivierdeel te doorlopen. Ter bepaling van die tijd werd de formule van Kirpich voor natuurlijke waterlopen gebruikt. Dit is een experimenteel gegeven en kan desgewenst verbeterd worden met behulp van hydraulische assen.

In ordinaat tekenen we de oppervlakten van het hydrografisch bekken van de rivier. Ter plaatse van de monding van een bijrivier is een plotse toename van de ordinaat zichtbaar. In deze trap kan nu de bijrivier zelf op analoge wijze voorgesteld worden.

Beschouwen we nu een willekeurig punt op de rivier waarvoor we het kritisch bekken zoeken.

Stroomopwaarts van dat punt duiden we 2 willekeurige vertikalen aan : A is de stroomopwaartse vertikale en B de stroomafwaartse.

Deze beide vertikalen bakenen een willekeurig bekken af stroomopwaarts van het te bestuderen punt.

Het is evident dat de concentratietijd van dit bekken gegeven wordt door de afstand tussen beide vertikalen.

Hieruit kan de aan te wenden neerslagintensiteit berekend worden.

Voor de bepaling van de oppervlakte van het hydrografisch bekken laten we alle bijrivieren die afwaarts van het te bestuderen punt uitmonden buiten beschouwing. De oppervlakte is nu gelijk aan de som van alle lijnstukken op verticale B afgesneden min de som van alle lijnstukken op verticale A.

Door beide vertikalen continu te verplaatsen kan gelijk welk bekken beschouwd worden.

Het bekken dat het grootste debiet levert is het kritisch bekken.

*
* *

Hiermede is de methodologie in grote lijnen besproken.

De resultaten van deze studie voor de Dijle zijn de volgende :

De overstromingen te Waver en Court-Saint-Etienne worden door de berekening bevestigd ; dit geldt ook voor de erosie te Limal. Tevens konden door de konventionele verbeteringswerken : verbredingen, aanleg van afleidingskanalen deze ongemakken verholpen worden.

Anders is de toestand te Leuven, zoals hoger aangestipt is de 100-jarige afvoer te Leuven $120 \text{ m}^3/\text{s}$ terwijl men aanneemt dat de afvoerkapaciteit te Leuven slechts $60 \text{ m}^3/\text{s}$ bedraagt. Verbredingswerken te Leuven zijn uitgesloten. De prijs ervan zou enorm zijn en het stadsbeeld zou er op zijn zachtst uitgedrukt onder lijden.

Daarom werd uitgekeken naar een wachtbekken stroomopwaarts van Leuven om gedurende periodes van hoge afvoer een gedeelte van het water op te sparen. Dat water kan dan na de vloed geloosd worden.

Drie plaatsen op de Dijle werden voor een nauwkeuriger onderzoek weerhouden.

1) het gedeelte van de vallei juist stroomopwaarts van de snelweg Brussel-Luik. De snelweg kruist de Dijlevallei over een enorme ophoging even stroomopwaarts van Leuven. Door het plaatsen van afsluiters op de Dijle-kokers onder de snelweg en een bescherming tegen erosie zou het wachtbekken klaar zijn.

De voordelen zijn :

- dichtbij het te beschermen Leuven gelegen.
- lage bouwkosten.
- aanleg van wachtbekken op een plaats waar de natuur toch al geschonden is door de aanleg van de snelweg.

Maar de nadelen wogen zwaarder

- er bevindt zich een woonkern in de vallei.
- de vallei is tamelijk breed en voor eenzelfde bergingsca-

paciteit als bij de concurrerende bekkens wordt een grotere oppervlakte blank gezet.

Een tweede bekken bevindt zich op het grondgebied van Sint Agatha-Rode.

Het geldt hier een belangrijk biotoop, de stockagecapaciteit is gevoelig groter maar het bekken is te ver van Leuven gelegen : De Yse, de Voer en de Parkbeek monden in de Dijle stroomafwaarts van het spaarbekken.

En in dit stroomafwaarts bekken kunnen 100-jarige debieten gevormd worden die de 60 m³/s overschrijden en die dus ontsnappen aan regeling door het wachtbekken.

Een derde bekken bevindt zich tussen beide voorgaande bekkens, juist stroomafwaarts van de monding van de Yse. Hier zijn bijna alle voorwaarden verzameld om een ideaal wachtbekken te hebben.

- De vallei is niet-bewoond. Het is een prachtig biotoop met vijvers bossen en weiden.

- In het bekken dat zich tussen het wachtbekken en Leuven bevindt wordt een honderjarig debiet van ongeveer 55 m³/s gevormd. Dit betekent dat er over de dam steeds minimum 5 m³/s mag stromen.

- Maar het wachtbekken is te klein voor gewone handbediening. Hierop wordt verder dieper ingegaan.

x
x x

Laten we meteen de natuurvrienden gerust stellen en juist definieren hoe het wachtbekken eruit zal zien en met welke frekventie het gebruikt zal worden.

Voor de normale overstromingsbeveiliging van Leuven wordt het wachtbekken eens per 25 jaar gebruikt.

Dit belet niet, dat als er een tijdelijke hinder te Leuven zou ontstaan het wachtbekken ook kan gebruikt worden om die moeilijkheid op te vangen.

Aan de bodem en de bodembenutting van het wachtbekken wordt niet geraakt : geen bodembescherming , betonplaten en dergelijke.

Het bekken wordt gevormd door een transversale aarden dam, met een maximum hoogte in het midden van 3,5 m die aan oog onttrokken wordt door boomaanplantingen, in harmonie met de rest van de vallei.

Waar die dam de Dijle kruist is een beweegbare dakstuw voorzien.

Dit type werd mede gekozen omdat de superstructuur tot een klein pompgebouwtje beperkt is. Er zijn geen heftorens nodig b.v. De stuw zelf zal zich steeds in neergelaten stand bevinden (behalve misschien tijdens sommige onderhoudswerken).

De vallei, stroomopwaarts van de dam (ongeveer 207 ha) zal dus met de aanleg van de dam, en dan nog uiterst zelden, onder water gezet kunnen worden.

Men kan het zo voorstellen dat alle overstromingen die zich thans reeds in die vallei kunnen voordoen tussen Neerijse en Leuven en in Leuven zelf, nu in een gedeelte van de vallei kunnen gekoncentreerd worden.

Die overstromingen kunnen dan gedurende een periode van 5 à 6 dagen voorkomen.

Nu moet er toch even op de verontreiniging teruggekomen worden. Wij hopen allemaal dat de Dijle eens terug die mooie rivier wordt waarin leven terug mogelijk is.

Maar wij weten allemaal dat dit nu helaas niet het geval is.

Daar waar een kortstondige overstroming van een niet bevuilde rivier niet nadelig is voor het biotoop, lijkt een overstroming met sterk vervuild water nadelig.

Dit is waar, maar men mag dit niet overdrijven.

De alle daagse debieten te Neerijse zijn 6 à 8 m³/s. De katastrofedebieten waarvan hier sprake zijn van de orde van 80 m³/s, dus 10 maal meer.

De huidige vervuiling wordt bij overstroming in het wachtbekken toch tienmaal verdund.

En daarenboven moet men opmerken dat ook zonder wachtbekken overstromingen optreden, met vervuild water. De bouwers van het wachtbekken concentreren die overstromingen slechts op een plaats.

*

*

*

De berekeningen wezen uit dat in het bekken tussen Neerijse en Leuven een debiet kan gevormd worden van 55 m³/s. Als we aannemen dat de afvoerkapaciteit van Leuven 60 m³/s is dan moeten we praktisch bij elke ernstige regenvlaag de dam volledig afsluiten indien de regeling met de hand gebeurt. Het bekken zal dadelijk en nodeloos opgevuld worden. Ja, het begint over te storten als er een debiet met waarschijnlijkheid van eens op de 33 jaar gevormd wordt. Daar we Leuven wensen te beveiligen tegen het debiet dat eens per 100 jaar optreedt moeten we besluiten dat het bekken te klein is.

Anderzijds werden er beheersfouten gemaakt door het bekken dadelijk af te sluiten ; deze fouten konden door gebrekkige informatie uit het afwaartse bekken niet vermeden worden.

Daaruit is de idee gegroeid van de optimale sturing van de stuw met een computer en een omvangrijk meetnet (debiet, neerslag, temperatuur) in het afwaartse bekken, versterkt, ten behoeve van de beheersstrategie bij meer dan 100 jarige afvoeren, met een meetnet in het stroomopwaarts bekken.

x

x

x

De idee van de sturing is tamelijk eenvoudig. De verwezenlijking is het des te minder.

Het komt er op aan zo laat mogelijk te reageren en de stuw dan nog zo traag mogelijk op te richten. Dit om zo snel mogelijk op te richten. Dit om zo snel mogelijk het grensdebiet van 60 m³/s te Leuven te bereiken. Eens dat debiet bereikt moeten we het zo lang mogelijk behouden om een snel ledigen van het wachtbekken te verkrijgen.

De moeilijkheid is de volgende :

De tijd die het water nodig heeft om van Neerijse naar Leuven te stromen is 4 1/2 uur.

De concentratie-tijden van de Voer en de Parkbeek zijn respectievelijk 5 en 2 1/2 uur.

Men moet dus 4 1/2 uur bij voorbaat bepalen welk debiet er in het afwaartse bekken zal gevormd worden, omdat dit debiet van 60 m³/s moet afgetrokken worden om het toegelaten maximum debiet te Neerijse te bepalen. Daarenboven moet rekening gehouden worden met de afvlakking van de vloedgolf tussen Neerijse en Leuven wegens de bergingscapaciteit in de rivier zelf.

Dit alles is gemakkelijker gezegd dan gedaan omdat de concentratietijden van de afwaartse doelbekkens kleiner of voor de

Yse - nauwelijks groter zijn dan het tijdsverschil op de golf tussen Neerijse en Leuven. Dit betekent dat pluviometers en limnimeters enkel direct nuttige resultaten kunnen leveren in het stroomopwaartse deel van de Yse, namelijk tot op de plaats waar het tijdsverschil op de golf ook 4 1/2 uur is zoals tussen Neerijse en Leuven.

Voor de rest van het bekken is zelfs een voorspelling van de Neerslag onontbeerlijk.

*

*

*

Zonder ambities om ongeluksprofeet te worden moet het mij van het hart dat er overstromingsgevaar dreigt te Leuven. Zeker als stroomopwaarts andere verbeteringswerken met grotere prioriteit zouden uitgevoerd worden. Inderdaad, de nu optredende overstromingen te Waver en te Court-Saint-Etienne vormen natuurlijke wachtbekkens ten bescherming van het afwaarts gelegen Leuven. Het uitvoeren van verbeteringswerken stroomopwaarts heeft een verhoging van het debiet stroomafwaarts tot gevolg.

De Landelijke Waterdienst was en is zich van die dreiging bewust. Zij was het die studies heeft laten uitvoeren. Zij is zelfs met een eerste deel van de uitvoering begonnen door een eerste fase van de studie van het regelprogrammas te laten uitvoeren door een staf van professoren en assistenten van de V.U.B. onder leiding van Prof. Van der Beken.

Zonder het belang van die studies te willen opschroeven moet ik toch zeggen dat die uitermate complex uitvallen. U mag ervan overtuigd zijn dat ze met de grootst

mogelijke spoed worden uitgevoerd, alhoewel voor de buitenstaander dat alles lang aansleept.

Laten we allen samenwerken om van de Dijk terug die mooie landelijke rivier te maken, maar laten we tevens proberen ze een beetje te bedwingen als ze iets te wild wordt.

The United Kingdom Flood Study

M.A. Beran, B.Sc.
Institute of Hydrology, Wallingford

Background to the Flood Study

Flood estimation procedures in the United Kingdom have been based on crude empirical formulae or else upon the "maximum of experience" concept depending on the importance of the project. This situation remained unchanged even through to the 1960's despite a large accumulation of flow data that had begun in earnest some 10 years before and the application of statistical and hydrological modelling employed by UK consultants overseas. The Institution of Civil Engineers recognized this shortcoming in engineering practise particularly as it effected reservoir spillway design and dam safety, and they requested that a review of more modern techniques should be undertaken and a report written which recommended methods that could be applied in engineers offices both to gauged and ungauged rivers.

This work was undertaken by the Institute of Hydrology, Wallingford, in collaboration with the Meteorological Office and the Hydraulics Research Station starting in mid-1970 and the report was published in 1975. Its recommendations and general philosophy are now in regular use both in United Kingdom and in some places overseas.

The two main estimation techniques

Classically there have been two approaches to flood design, one based upon flow statistics, and the other based upon rainfall statistics which are subsequently converted to a design flood using some model of the rainfall-runoff conversion process. This same broad division was adopted by the U.K. Flood Studies and the team was organized into two corresponding groups. The first collected flow data in chart form from all 1200 gauging stations and after discussion with the gauging authority to access their high flow performance chose 532 stations with an average record length of 12 years on which to base statistical studies. The second group, concerned with rainfall-runoff modelling had more stringent criteria and selected only

the most accurate stations for study and those which had simultaneous recordings of hourly rainfall.

Both groups extracted the data they needed from the water level charts and converted them to discharge using a rating curve agreed with the gauging authority. The gauge assessment and data extraction phase of the study occupied the first 18 months. The subsequent paragraphs describe in a little more detail the statistical and other analyses that were carried out, in particular to modify the techniques so that they could be applied to ungauged rivers.

Statistical studies

The basic data used in statistical analyses were peak discharges over a threshold chosen to give approximately five independent values per year. Also extracted were annual maxima below the threshold so that an annual maximum (AM) and peak over threshold (POT) series were available. Different distributions were fitted to the longer AM series; Gumbel, Exponential, Lognormal, Gamma, Log Gamma, General Extreme Value (which incorporates Gumbel, Frechet and Negative Weibull) using graphical methods, moments and maximum likelihood estimation procedures. There seemed little to choose between distributions in terms of goodness of fit and the General Extreme Value (GEV) distribution was eventually selected as the most practical distribution. The distribution function is

$$F(x) = e^{-[1-k(x-u)/\alpha]^{1/k}}$$

which depending on whether k is negative, zero or positive incorporates each of the three extreme value distributions.

The matter of plotting positions for graphical techniques was studied in depth. It has to be realised that the choice of plotting position is not an art but depends on the distribution and the plotting axis. In particular for the Gumbel case when plotting against an axis which is linear in the reduced variate y , the formula $(i-0.44)/(N+0.12)$ gives the expected value of the i th smallest y in a sample of N . The

widely used Weibull formula is correct only when plotting against a linear probability axis and is badly biased in the sense of underestimating flood magnitude at a given exceedance quantile for more common plots.

Tests were carried out into the adequacy of the common assumptions underlying the POT technique; Poissonian occurrence of events in time and exponential distribution of magnitudes over the threshold. Neither assumption was very well upheld even with the annual exceedance series. Theoretical work comparing the sampling variance of quantile estimates from the AM and POT series did not uphold the common view that POT must a priori be better than AM over a useful range of return periods, thus in the eventual recommendations POT analysis is restricted to short record cases only.

Rainfall-runoff modelling

Models were tested on a data set consisting of about 1500 events from 140 catchments all of area less than 500 km². The decision was taken to adopt the unit hydrograph model for distributing the net rainfall in time although a more complicated non-linear alternative is also presented in the report. However it was soon realised that the more difficult, and indeed the more important problem from the point of view of design, is to decide how much rainfall reappears as flood runoff. Alternative "loss" models were tried with the result that for design purposes a percentage runoff formulation was adequate. The success of a procedure which implies that the same fraction of rainfall input is converted to runoff throughout the storm is presumably specific to humid temperature conditions.

Another important problem, and one which has not been given much attention, is the probability of a flood following a given rainfall. The Meteorological Office provided us with techniques for estimating the rainfall of a given duration and return period at a point or over an area but no guidance, of course, on the design inputs in order to yield a peak flood of desired return period. In the past the tendency has been to design a "severe flood following a T year rainfall" the

severity being assured by adopting conservative values for duration and losses. We wanted a method which gave a T year return period flood.

The approach lay through simulating the possible outcomes of T year rainfalls by routing them through a range of possible durations, profiles (temporal rainfall distribution) and losses. By tracing the origin of the T year flood back through the causative process it was possible to choose a set of inputs which could be recognised even at ungauged sites which on average yielded the flood of required return period.

Generalisation to an ungauged site

To this point the discussion has concentrated on the gauged case and this section covers the generalisation of the techniques to ungauged rivers. The general method used was to relate parameters of the statistical and rainfall-runoff models to catchment characteristics such as area, slope and soil type. The statistical approach for an ungauged point consists of estimating the mean annual flood from a 6-variable equation involving area, stream frequency, a rainfall index, soil type, channel slope and percentage of catchment draining through a lake. Special techniques used to develop the final equations including quantifying qualitative variables such as soil type using constrained regression, principle components, ridge regression, optimal subset searches and residual analysis. Residuals (differences between observed and estimated values) from a single national equation tended to group in such a way as to indicate that different equations should be adopted in different regions. However by means of an analysis of variance it was found that over most of the country the regression coefficients were constant and the regional variation could be accounted for by having different values for the regression constant.

It was not possible to explain statistical distribution parameters using catchment characteristics and so all records in a region were pooled to produce region flood frequency curves. The method consisted of expressing each annual maximum

at each station in a region as a multiple of that station's mean annual flood. These data were then pooled in a manner similar to the station-year method but allowing for correlation. Improved definition at high return periods was achieved by adding in historical flood peaks from the era prior to conventional gauging. Except where a considerable record length is available the region curves are preferred to the sample based curve even at gauging stations, the use of the gauged data being restricted to estimating the mean annual flood.

The unit hydrograph procedure at an ungauged site

As with the statistical approach the leading parameters were related to catchment characteristics for application to ungauged sites. The unit hydrograph for example was approximated by a triangle in which the time to peak (T_p) and the peak were in fixed relationship. It is thus characterised by a single parameter, T_p . T_p was related to main stream lengths, channel slope, a rainfall index and percentage of catchment under urban development.

The percentage of rainfall that runs off is given by a two part equation. The first relates the "standard percentage runoff" to the soil type and urban percentage, and determines the response under standard conditions. The second part modifies this standard percentage according to departures from standard catchment conditions, in particular the depths of rain in the storm and more importantly the catchment wetness state. An index of catchment wetness was developed for this purpose compounded of soil moisture deficit and antecedent precipitation index (API).

In practical application it is necessary to define the rainfall depth, duration and temporal distribution, and also the catchment wetness index. Rules were developed as explained earlier which allows these four inputs to be predicted, mostly from simple relationships with annual average rainfall, in such a way as to give the flood of the desired return period.

Miscellaneous report contents

The Flood Studies Report describes all the above material in much greater detail and also gives worked examples. Other matters included in the report are a discussion of method selection. The statistical approach is marginally the more accurate at an ungauged location but because of the ease with which even a single season's data can be incorporated to improve unit hydrograph and standard percentage runoff the rainfall-runoff method is in general preferred. It is, of course, the only method if an entire hydrograph is needed. Otherwise the exact procedure hinges on the amount of data available and the return period to be estimated.

The Rainfall Studies volume (Volume II) describes a procedure for obtaining rainfall statistics but also snowmelt and estimated maximum precipitation. Both of these are used in conjunction with the unit hydrograph procedure to yield maximum floods for dam spillway design. A chapter is devoted to various methods of data extension including regression bivariate distribution, and Bayesian combination of data and a regional estimate.

Advice is given to cope with problem catchments such as those which contain lakes or large floodplain areas. Reservoir routing is discussed and a non-linear alternative to the unit hydrograph model is given. There is a separate volume (Volume III) for river flood routing, and a data volume listing all the data employed in the hydrological study (Volume IV). All the maps for rainfall and soil characteristic calculation are included as Volume V.

Subsequent studies

Since the completion of the main report the Ministry of Agriculture has funded continued research into both statistical and rainfall-runoff modelling. Among the subjects studied have been urbanisation and its effect on the flood frequency relationship, refinements of techniques for small catchments and highly permeable catchments, low return period floods

down to five times per year, and the seasonal breakdown of the incidence of floods.

Training courses have been given as well as a conference at the Institution of Civil Engineers plus other meetings and seminars to discuss and review the findings.

It is now proposed to extend the scope of the study to cover continental Europe, U.K. and Ireland having now been covered. A proposal has been put to E.E.C. to obtain data from a limited number of gauging stations in other countries in order to test the feasibility of applying the generalisation procedures on a wider scale.

Water Management and Organizations in England and Wales

1. Multipurpose water authorities created in 1974

The reorganization of the water industry in England and Wales, by the Water Act of 1973, created Regional Water Authorities (RWAs) with responsibility for all aspects of water management, including rivers, public water supplies and the reclamation of waste waters. The old patchwork of 29 river authorities, more than 250 undertakings and over 2000 sewerage and sewage disposal authorities, was replaced by 10 RWAs. The new RWA boundaries are based on river catchments. The RWAs came into being in April 1974, each being responsible for water supply (sometimes via water companies), conservation, sewerage and sewage disposal, fisheries, river pollution prevention, land drainage, river navigation and certain recreational aspects of rivers, lakes and reservoirs.

The RWAs are separately accountable to the Secretary of State for the Environment for major capital expenditure for which central government financing is provided. They pool most of their research funding as Members of the Water Research Centre, with laboratories at Medmenham and Stevenage. The National Water Council provides for RWA collaboration in training and legal matters and also is the focus of several inter-departmental technical committees. Other bodies to which RWAs may turn to for specialist advice are shown on the annexed diagram. Note especially the roles of two Department of Environment bodies: CWPU advises the Department on national water planning within England and Wales, where inter-regional aspects are important, and WDU holds the hydrometric data archive from the whole of Great Britain.

2. Divisional Structure of the Regional Water Authorities

Operations, Resource Planning, Finance, Scientific Services and Rivers are typically Directorates within RWA headquarters, which co-ordinate divisional activities.

2.1 Authorities with multi-functional divisions

Northumbrian WA, 3 divisions	} Each division having responsibility for water supply, sewerage and sewage treatment in its own area, reporting to Director of Operations at RWA headquarters.
South-West WA, 3 divisions	
North-West WA, 7 divisions	
Severn-Trent WA, 8 divisions	

2.2 Authorities with a partially multi-functional structure.

Thames Water Authority has adopted a semi-multi-functional system, having retained the basic structure previously existing for the Metropolitan Water Division, Thames Conservancy and Metropolitan Public Health as well as forming 6 other multi-functional divisions.

Yorkshire Water Authority has apart from the head office, 8 operational divisions; one, the rivers division, covering the whole of the Authority's area, the other 7 divisions are based on the main rivers - each Division Director is responsible for the totality of the management of water in his valley.

Wessex Water Authority, for administrative purposes, is divided into three sections, concentrated on the three river basins. Each division has three managers responsible for water supply, river management and recovery, although it is the policy of the Authority to bring the separate functions under single management in the future.

2.3 Authorities with single function divisions

The Anglian Water Authority is divided into 5 river divisions, 7 sewage divisions and 8 water divisions.

The Southern Water Authority has 4 river and water divisions, 2 water and drainage divisions and 3 drainage divisions.

The Welsh National Water Development Authority for operational purposes, has formed 6 river divisions, 12 water divisions and 7 sewage divisions, but eventually, after further amalgamation the divisions will evolve into multi-functional units.

2.4 Agencies which serve under the RWAs

Private companies still operate within the water structure of England and Wales, on the basis of sub-contracting the water supply functions from the water authority or authorities in whose area they lie. With the exception of North West Water Authority and South West Water Authority, all water authorities have water companies within their boundaries.

The construction and maintenance of urban drainage systems i.e. road gulleys, storm sewers, foul sewers and storm water interceptor tanks is nearly always the duty of District Councils, acting as agents of the RWAs. District Councils also operate the majority of the sewage treatment works.

J.A. Cole and J. Munday (Mrs)
Water Research Centre, Medmenham Laboratory
October 1977

References:

1. HENDER, J.D.
Corporate Management for Regional Water Authorities.
Water Pollution Control. 1975, Vol 74, No. 3, pp 248-261
2. ANON
How the RWAs line up.
Surveyor. 1st March 1974, Vol 143, No 4264, pp 37-48, 50-55
3. MORRISON, A
Multi-functional Expertise.
Municipal Journal/Municipal Engineering Supplement 4 April 1975, pp 3-4.
4. THACKRAY, J.E.
Corporate planning in the new water authorities.
Institution of Civil Engineers Proceedings. Part 1 Nov, 1974.
Vol 56, pp 600-602
5. DEPARTMENT OF THE ENVIRONMENT
The New Water Industry Management and Structure.
HMSO 1973 84pp

SYMPOSIUM ON FLOOD STUDIES, BRUSSELS, NOVEMBER 10, 1977.

ONLINE FLOW FORECASTING FOR THE RIVER DEE, 1976
AN AUDIO-VISUAL EXPLANATION

by

J. A. Cole, BA., MSc., MInstP

Resources Division

ILR 636

WATER RESEARCH CENTRE
Medmenham Laboratory
Henley Road, Medmenham,
PO Box 16, Marlow, Bucks, SL7 2HD
Telephone: Hambløden (Bucks) 531 (049 166 531)

CONTENTS

	<u>Page</u>
<u>ABSTRACT</u>	1
1. <u>INTRODUCTION</u>	2
2. <u>FORECASTING SUBCATCHMENT RUNOFF</u>	3
2.1. CHOICE OF MODEL	3
2.2. FITTING THE ISO-FUNCTION MODEL	4
2.3. FORECASTING SUBCATCHMENT RUNOFF	5
3. <u>THE ROUTING OF FLOWS DOWN THE DEE</u>	6
4. <u>EXAMPLE OF A FLOW FORECAST SEQUENCE</u>	7
5. <u>LESSONS LEARNED FROM THE DEE PROJECT</u>	8
<u>ACKNOWLEDGEMENTS</u>	8
<u>REFERENCES</u>	9
<u>TABLES AND FIGURES</u>	

ABSTRACT

Flow forecasting on the Welsh Dee is based on an extensive telemetry network. This transmits water levels in 4 reservoirs, also river discharge from nine tributaries and at six stations on the Dee itself. Rainfall data are received both from conventional rain gauges and from a weather radar.

The forecasting of flows is done online on a small computer (64 k store). Tributary responses are derived from a version of Lambert's 'ISO' model. Flows entering the Dee are then routed downstream by application of Price's variable parameter diffusion model.

A sequence of 70 photographs and diagrams, accompanied by spoken commentary, details the Dee telemetry and flow-forecasting system and shows examples of the results obtained during the first year of operation.

RÉSUMÉ

La prévision des débits de la rivière Dee au Pays de Galles s'est basée d'un grand réseau téléométrique, qui donne les niveaux d'eau dans 4 réservoirs et les débits fluviaux à 15 lieux dans le bassin versant. Les données qui concernent la pluie se dérivent des appareils de jaugeage conventionnels et aussi d'un radar météorologique.

L'ordinateur qui donne les prévisions en temps réel se dispose une capacité de 64 mille mots. On calcule les affluents des eaux tributaires par le modèle ISO (Input-Storage-Output) de Lambert. Ensuite ces apports sont conduisés en aval, en utilisant le modèle de Price de la diffusion avec les paramètres variables.

Une série de 70 diapositives et croquis décrit les détails du système téléométrique et prévisoire de la Dee. On ajoute des exemples de résultats obtenus dans la première année d'expérience opérationnelle.

1. INTRODUCTION

The Chester Dee, which rises in North Wales, is one of the most intensively regulated rivers in the UK. Figures 1 and 2 show its drainage system, reservoirs and hydrometric installations. The Bala Lake and Llyn Celyn reservoirs store up to a total of $98.3 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ (79 784 acre-ft) of water which can be released as controlled discharges up to $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (10 500 acre-ft/day). These schemes have been described by Cramm (1968) and Blezard et al. (1970) and have now been greatly augmented by construction in 1976 of Llyn Brenig reservoir, storing $60.0 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

1976 also saw the completion of a two-year programme of development, installation and achievement of online hydrological forecasting for the Chester Dee, incorporating telemetered data from all the headwater tributaries and areal rainfall measurement by radar. This development has been detailed by Cole et al. (1975), Rowse and Roberts (1975) and Lowing et al. (1975). The outcome represents the united efforts of several organisations, whose responsibilities are given below, building upon the pre-1974 research projects initiated by the former Water Resources Board and by the Meteorological Office:

Central Water Planning Unit	Funding (60%) and coordination
Water Research Centre (WRC)	Funding (40%) and evaluation of forecast policies
Institute of Hydrology (with Hydraulics Research Station)	Hydrological and Flow Routing model development
Plessey Radar Ltd.	Loan of Plessey 43C radar and development of telemetry software
Welsh National Water Development Authority (WNWDA)	Installation of telemetry and control centre equipment
Meteorological Office (with RSRE, Malvern)	Operation of radar station and research on radar measurements of precipitation

Key papers on the earlier research work include Collinge et al. (1967), Dee Weather Radar Project (1973), Jamieson and Wilkinson (1973), Harrold et al. (1974) and Collier (1975).

The online forecasting system for the Dee is currently based on a PDP11/10 computer in the Bala control centre, which can accept telemetered inputs from:

- 5 reservoir and lake level recorders
- 15 river level recorders
- 1 C band radar, measuring areal rainfall distribution
- 12 transmitting raingauges, of which 3 clusters calibrate the radar

This system and its output are detailed in a 20 minute, 70 slide presentation with recorded commentary (see Appendix) explaining how the telemetered data are monitored by the computer every half hour, and can be used to produce an up-to-the minute forecast of river flows at various points downstream. The Water Authority's requirements are normally met by 48-hours-ahead forecasts every 6 hours, when regulating low flows at Chester, but flood warning and alleviation necessitate more frequent forecasts. The hydrological and flow-routing models are summarised in the following sections, together with examples of forecasts produced in 1976.

Evaluation of the system by staff of the Water Authority continues with particular attention to system reliability and optimisation of control policies. The following sections on the subcatchment runoff and channel routine aspects draw on work reported in great detail by Harvey and Lowing (1976).. Work on the whole project is summarised in the Dee Weather Radar and Hydrological Forecasting Project's final report (1977).

2. FORECASTING SUBCATCHMENT RUNOFF

2.1. CHOICE OF MODEL

Reasoning that the measurement and forecasting of rainfall would be the dominant causes of runoff forecast error, rather than the subcatchment rainfall/runoff processes in detail, it was decided in 1974 to implement a two-parameter model, viz. Lambert's (1972) 'ISO' model for each tributary catchment. Besides its simplicity of concept, which aids calibration, the ISO model readily admits of updating. Mathematically it is expressed as:

$$S_t = K \ln q_t \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{dS_t}{dt} = -q_t + r_{t-L} \quad \dots\dots 2$$

- where q = runoff from the subcatchment (mm/h)
 r = rainfall rate averaged over the subcatchment area (mm/h)
 t = time variable or subscript (h)
 K = piece-wise constant function
 L = lag constant (h) } different for each subcatchment
 S = 'storage', i.e. soil moisture in the subcatchment (mm)

Note here equation 2 should really incorporate an additional evaporation term. For the Dee online application it was earlier assumed however that 'storage' would not be modified by evaporation losses. This assumption was deemed acceptable in view of the updating procedure for S by measured outflows, but is to be abandoned now, to get better forecasting of response under dry conditions.

2.2. FITTING THE ISO-FUNCTION MODEL

Values of K and L were fitted to the subcatchment ISO-function models for the two seasons winter (October to March) and summer (April to September). The model was fitted using part of the available data then tested against the remainder.

The criterion employed to fit the model was to minimise with respect to K and L the sum, over the calibration period, of the squares of the differences between observed and simulated flow at each half-hour interval. The observed and simulated flow were set equal only at the start of the calibration period.

Table 1 gives the values of K and L for each subcatchment which are used in the model according to the season. For some subcatchments a two part storage outflow function gives a better fit. The initial value taken for the flow at each time interval was the mean monthly flow. The efficiency of the optimization is the proportion by which the initial error is reduced by fitting the model.

Summer fits were in general less good than the winter fits. Details of the fitting procedure and of the fits achieved are given by McKerchar, (1975).

At the end of the 1976 summer drought it became evident that the original fixed K and L values for summer were unrepresentative of a catchment with large soil moisture deficits: forecast hydrographs were a factor of two too slow in recession under these extreme circumstances. Research continues (at the Institute of Hydrology) to improve the flexibility of the ISO model by:-

- a) making the decay constant K a soil-moisture-dependent parameter
- b) making a deduction from storage s according to soil-moisture evaporation

2.3. FORECASTING SUBCATCHMENT RUNOFF

Equations 1 and 2 can be solved explicitly over the interval (t, t + T) if it is assumed that r_{t-L} is constant over the interval (t - L, t - L + T). The solution is

$$q_{t+T} = q_t / \left\{ \exp(-r_{t-L} T/K) + (1 - \exp(-r_{t-L} T/K)) Tq_t/r_{t-L} \right\} \text{ for } r_{t-L} \neq 0 \dots 3$$

$$\text{and } q_{t+T} = q_t / (1 + q_t \cdot T/K) \text{ for } r_{t-L} = 0 \dots 4$$

T is fixed in the model at half an hour and the rainfall rate between the half hourly telemetry scans, is assumed constant. L is rounded to the nearest half-hour.

Equations 3 and 4 are used recursively to produce predictions of q up to 24 hours ahead. Up to a time L hours in the future, recorded rainfall for the past L hours is used as the input. After that time forecast rainfall is used.

The forecast flow from ungauged subcatchments and from certain of the gauged catchments is input to the model as a proportion of one of the gauged subcatchment outflows. The constant of proportionality in each case is the product of the ratio of areas and the ratio of mean annual net rainfall.

3. THE ROUTING OF FLOWS DOWN THE DEE

The travel times of hydrograph peaks going from Bala sluices to Manley Hall vary greatly, ranging from 9 hours in bank-full conditions up to twice as long in low-flow ones. Explicit allowance for this variation is made in the variable parameter diffusion (VPD) method developed by Price (1973):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \bar{c}(Q) \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = Q \cdot \bar{a}(Q) \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} + \bar{c}(Q) \cdot q' \quad \dots\dots\dots 5$$

where

$\bar{a}(Q)$ = attenuation parameter (m^{-1})

$\bar{c}(Q)$ = celerity of flood wave ($m s^{-1}$)

q' = lateral inflow per unit length of river ($m^2 s^{-1}$)

x = distance along river channel (m)

Q = river discharge ($m^3 s^{-1}$)

Equation 5 is a non-linear partial differential equation and so could be solved using a finite difference approximation together with an iterative technique, but this is time-consuming and an alternative approach has been adopted. \bar{c} and (Q, \bar{a}) are regarded as being constant throughout a time interval of the difference scheme and as taking the value at the beginning of the time interval. The implicit finite difference equation set up in the numerical solution of 3 is consequently linear and faster to solve. The finite difference scheme has a distance step of about 2000 m and a time step of $\frac{1}{2}$ hr. The solution is by Gaussian elimination.

q' includes lateral inflow from ungauged catchments which is estimated from the nearest gauged catchment shifted in time appropriately and distributed uniformly along the reaches.

The main channel is divided into two reaches, Bala to Corwen and Corwen to Manley Hall. The values of \bar{c} and \bar{a} used in the VPD model are different for

the two reaches but constant for given Q within a reach. The values of \bar{c} were calculated from the physical properties of the channel and values of \bar{c} were found by fitting to the propagation speed of recorded peak flows: both are given in Table 2.

Routing is done from tributary to tributary and the tributary flow added in. Main channel flows are used at the upper end of the reach only, the flow at the downstream end of the reach being the end product. Flow-routing starts at a time $5\frac{1}{2}$ hours in the past so that the routing procedure gives a calculation of what the currently existing flow at Manley Hall is expected to be, allowing for routing past tributary flows and flow at the upper end of the reach. The difference between the prediction of the flow now and the observed flow now at Manley Hall is the basis of a correction to future flows.

Routing of flows in the lower Dee from Manley Hall to Chester follow a different principle entirely, with two linear channels (time delays) and two linear reservoirs (outflow \propto storage; spill into floodplain if threshold exceeded).

4. EXAMPLE OF A FLOW FORECAST SEQUENCE

Figures 3, 4 & 5 illustrate the results of five online forecasts made at Bala on 12 February 1976, together with the observed river discharge later that day and the next. Figure 4 presents the recorded Bala rainfall and the quantitative rain intensity forecasts, which the Meteorological Office informally provided to the river forecasting centre at Bala. Figure 4 is for the Afon Alwen, a major tributary in the headwaters, clearly very sensitive to rainfall expectations, and the remaining Figure 5 relates to the Dee itself. Radar data were not available in February 1976 online, being recorded on videotape for subsequent evaluation, but in September 1976 radar-derived rainfalls became available online for all the subcatchments of the upper Dee. The great virtue of this information is that of advance recognition of rainfall developments which are moving towards the catchments whose flow is to be forecast.

5. LESSONS LEARNED FROM THE DEE PROJECT

Without attempting a detailed analysis, for which the Dee Weather Radar and Hydrological Forecasting Project's final report (1977) is a proper documentation, the following conclusions have emerged:

- (a) forecasting models need not be elaborate provided their structure admits of updating the variables
- (b) fine tuning of the models is better tackled off-line
- (c) the presentation of input data online creates an information surfeit; hydrological modelling serves to reduce that excess to intelligible quantities for engineering purposes
- (d) forecasting online allows a river regulation system to be repeatedly test run, for various reservoir and sluice discharges.
- (e) rainfall forecasts are much more important than current rainfall intensity data; the use of weather radar is justified on the former grounds alone, though not necessarily as an online facility.

ACKNOWLEDGEMENTS

The flow forecasting system described in this paper is the result of many people's endeavours as detailed throughout the paper; the dedicated efforts of B H Roberts of Plessey Radar, and R A Harvey of the Institute of Hydrology on the system software deserve special mention. The forecasting examples of Figures 3, 4 & 5 were produced by R J Cameron and G P Evans of WRC.

The artwork and photography for the audio-visual presentation was by David G. Aston and the commentary was spoken by Ronald Cousins, both of WRC. The collaboration of the WNWDA staff at Bala in all the photographic preparations was appreciated. Acknowledgement is given to the Directors of the Central Water Planning Unit and of the Water Research Centre for permission to present this paper.

REFERENCES

- Blezard, N.,
Crann, H.H., Iremonger, D.J.,
and Jackson, E.
- 1970 Conservation of the environment
by river regulation (Association of
River Authorities, Chester conference
paper, pp44)
- Cole, J.A., McKerchar, A.I.
and Moore, R.J.
- 1975 An on-line flow forecasting system,
incorporating radar measurements of
rainfall, as used to assist the short-
term regulation of the River Dee in
north Wales (IAHS-AISH Publ. No 115,
57-66)
- Collier, C.G.
- 1975 A representation of the effects of
topography on surface rainfall within
moving baroclinic disturbances (Quart.
J.R. Met. Soc., 101: 407-422)
- Collinge, V.K., Fisher, R.
and Bussell, R.B.
- 1967 The operation of regulating reservoirs
(IAHS-AISH Publ. No 71, 2: 683-695)
- Crann, H.H.
- 1968 The design and construction of
Llyn Celyn (J. Inst. wat. Engrs,
22: 13-71)
- Dee Weather Radar Project
- 1973 The use of a weather radar network
for the measurement and quantitative
forecasting of precipitation (Operation
Systems Group report, Water Resources
Board, Reading, 80pp)
- Dee Weather Radar & Hydrological
Forecasting Project
- 1977 Concluding report of the Steering
Committee (Central Water Planning
Unit, Reading, and Water Research
Centre, Medmenham, 120pp)
- Harrold, T.W., English, T.J.
and Nicholass, C.A.
- 1974 The accuracy of radar-derived rainfall
measurements in hilly terrain
(Quart. J.R. Met. Soc., 100: 331-350)
- Harvey, R.A.
and Lowing, M.J.
- 1976 Hydrological forecasting for the
River Dee (Institute of Hydrology
report to Water Research Centre, 20pp)
- Jamieson, D.G.
and Wilkinson, J.C.
- 1972 River Dee Research Program, 3.
A short-term strategy for multipurpose
reservoir systems (Wat. Resour. Res.,
8: 911-920)

- Lambert, A.O. 1972 Catchment models based on ISO-functions (J. Instn wat. Engrs, 26: 413-422)
- Lowing, M.J.;
Price, R.K. and Harvey, R.A. 1975 Real-time conversion of rainfall to runoff for flow forecasting in the River Dee (Paper 6, Weather Radar and Water Management symposium, Water Research Centre, Medmenham and RSRE, Malvern)
- Price, R.K. 1973 Flood routing methods for British rivers (Proc. Instn civ. Engrs., 55: 913-930)
- Rowse, A.A. and Roberts, B.H. 1975 Design of the Dee telemetry system with computer acquisition of data (Paper 3, Weather Radar and Water Management symposium, Water Research Centre, Medmenham and RSRE, Malvern)

Table 1. Subcatchment model parameters

Catchment	L (h)	Winter	Summer (May-Oct)		
		(Nov-Apr) K (mm)	K or K ₁ (mm)	q* (mm/h)	K ₂ (mm)
Alwen, A5	2.5	8.6	23.6	.10	9.1
Ceiriog, A16	2.5	17.0	60.4	.08	17.9
Gelyn, A6	0.5	6.9	24.2	.10	6.8
Hirnant, A13	1.0	11.7	15.9	-	-
Upper Dee, A10	1.0	4.9	1.0	-	-

φ reference to Figure 1.

* denotes q at which change from K₁ to K₂ occurs

Note that in fitting K and L values a variance reduction criterion was adopted.

The efficiency of fit, defined as:

$$1 - \left\{ \frac{\text{variance of fitted model about recorded flow}}{\text{variance of recorded flow about its mean}} \right\}$$

ranged between .85 and .93

Table 2. Wave speed and attenuation parameters for the River Dee

Discharge, Q (m ³ /s)	Bala - Corwen reach		Corwen - Manley Hall reach	
	\bar{c} (m/s)	\bar{a} (10 ⁶ m ⁻¹)	\bar{c} (m/s)	\bar{a} (10 ⁶ m ⁻¹)
0	1.0	.25	1.5	.53
50	1.65	.26	2.0	.50
100	1.45	.22	2.35	.45
150	1.2	.16	2.6	.40
200	1.1	.10	2.55	.36
250	1.05	.065	2.45	.31

Captions for Figures of J. A. Cole's paper 'Online flow forecasting for the River Dee, 1976 - an audiovisual explanation'

- Figure 1. The Dee basin with the 17 subcatchments of the upper Dee. These include 3 reservoirs for river regulation, viz. A4 Llyn Brenig; A8 Llyn Celyn; A12 Llyn Tegid or Bala Lake. The fourth reservoir, A2, does not contribute to Dee flows, except by spill and compensation discharge.
- Figure 2. The Dee basin with the telemetry system operating in 1976. The lines of communication are schematic only, but illustrate the radio links were practically line-of-sight ones along the main valley.
- Figure 3. Rainfall record and quantitative rainfall forecasts for 12 and 13 February, 1976. The Meteorological Office's forecasts were revised twice, as arrowed. Rainfall in period * was only estimated by gauge total at 09.00 on 12 February, because part of the computer system had failed and was only reset at 09.00.
- Figure 4. Observed and forecast flows of the Alwen tributary on 12 and 13 February, 1976. The forecasts were produced at the Bala control centre in the sequence A, B, ... E at the times indicated, and incorporated the latest meteorological forecast of rainfall.
- Figure 5. Observed and forecast flows of the River Dee at Manley Hall on 12 and 13 February, 1976. The forecasts were produced at the Bala control centre in the sequence A, B, ... E at the times indicated, and incorporated the latest meteorological forecast of rainfall.

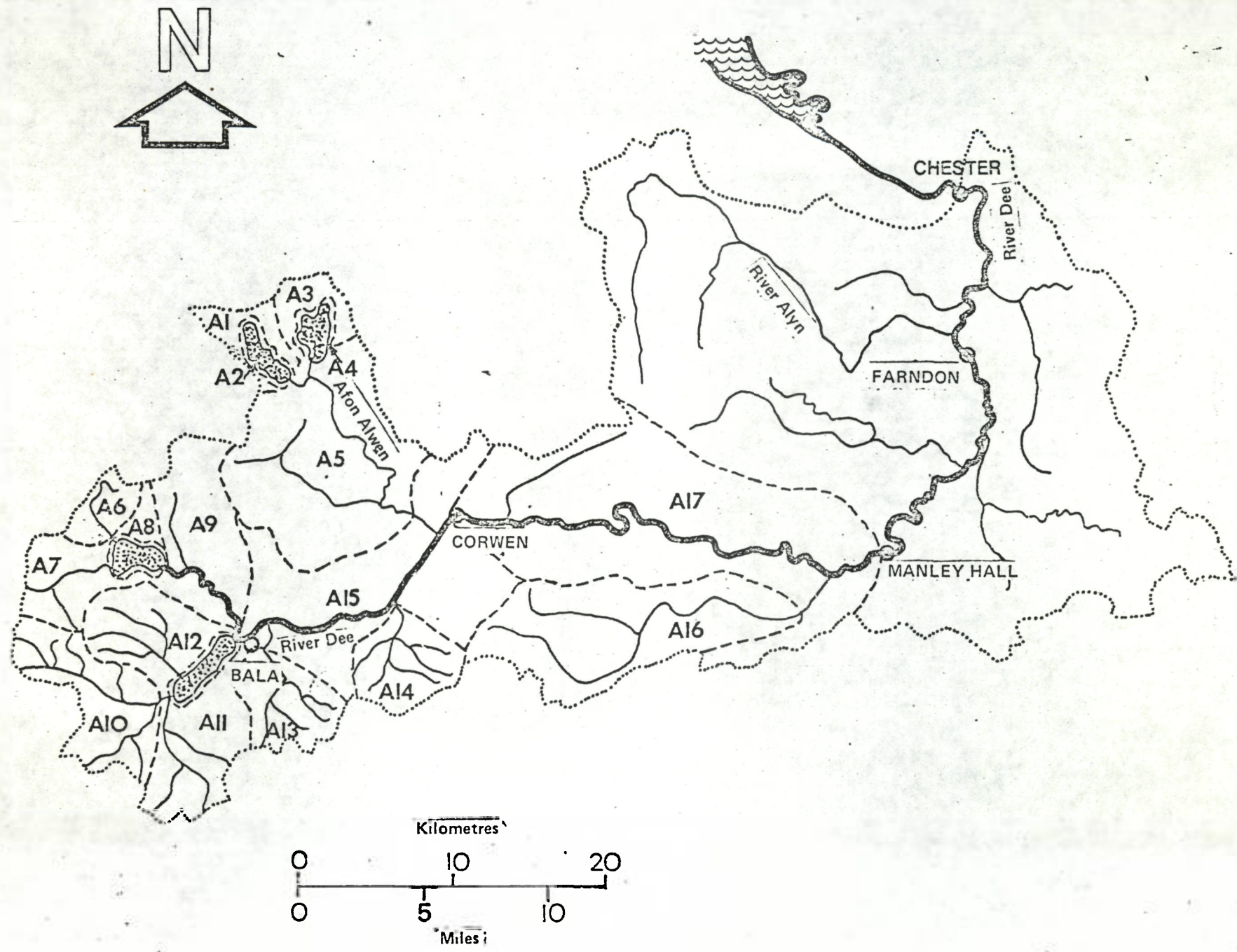


Figure 1

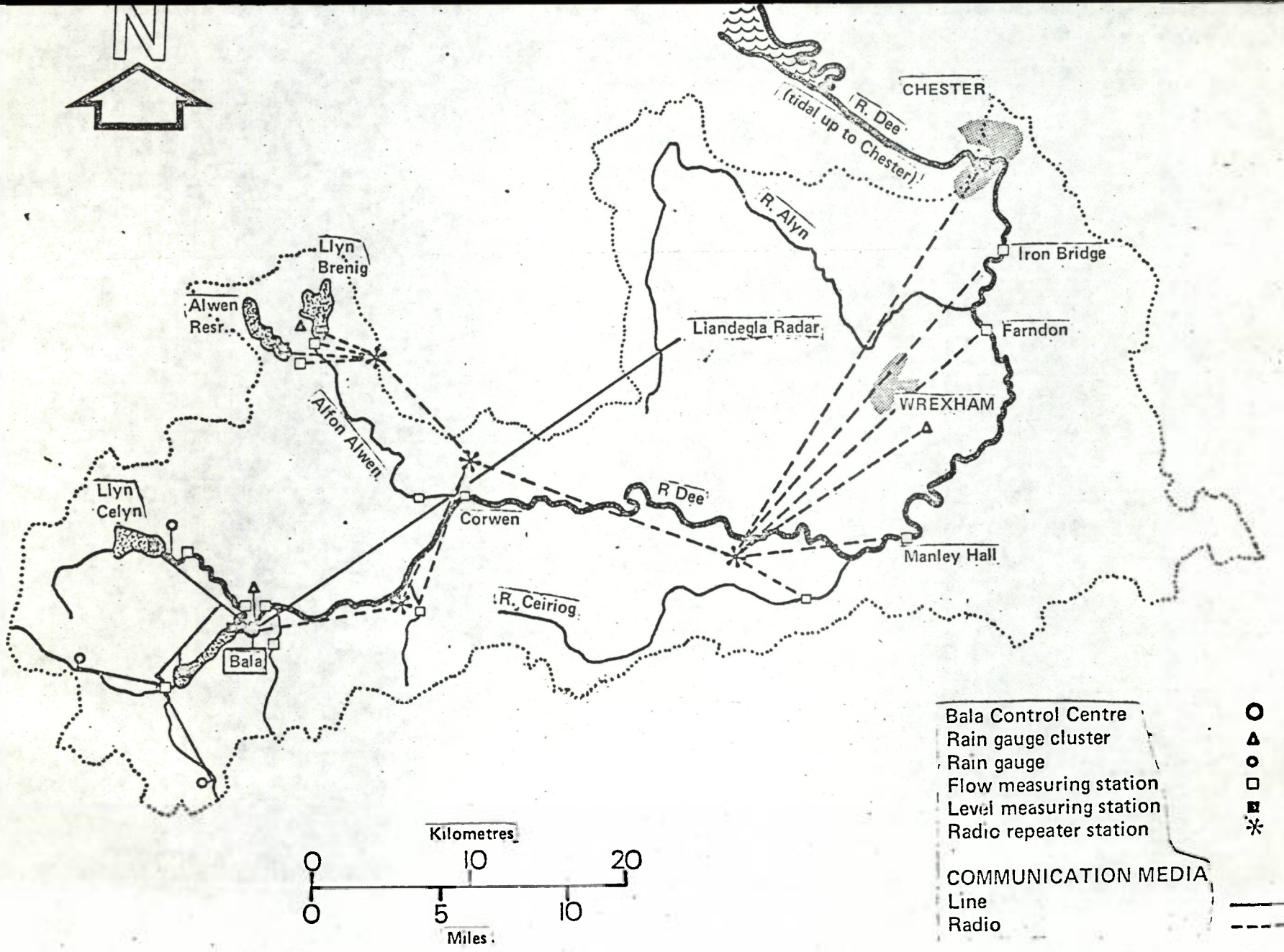


Figure 2.

RAINFALL INTENSITY (mm/hr)

TELEMETERED

RAINFALL AT BALA GAUGE

FORECAST

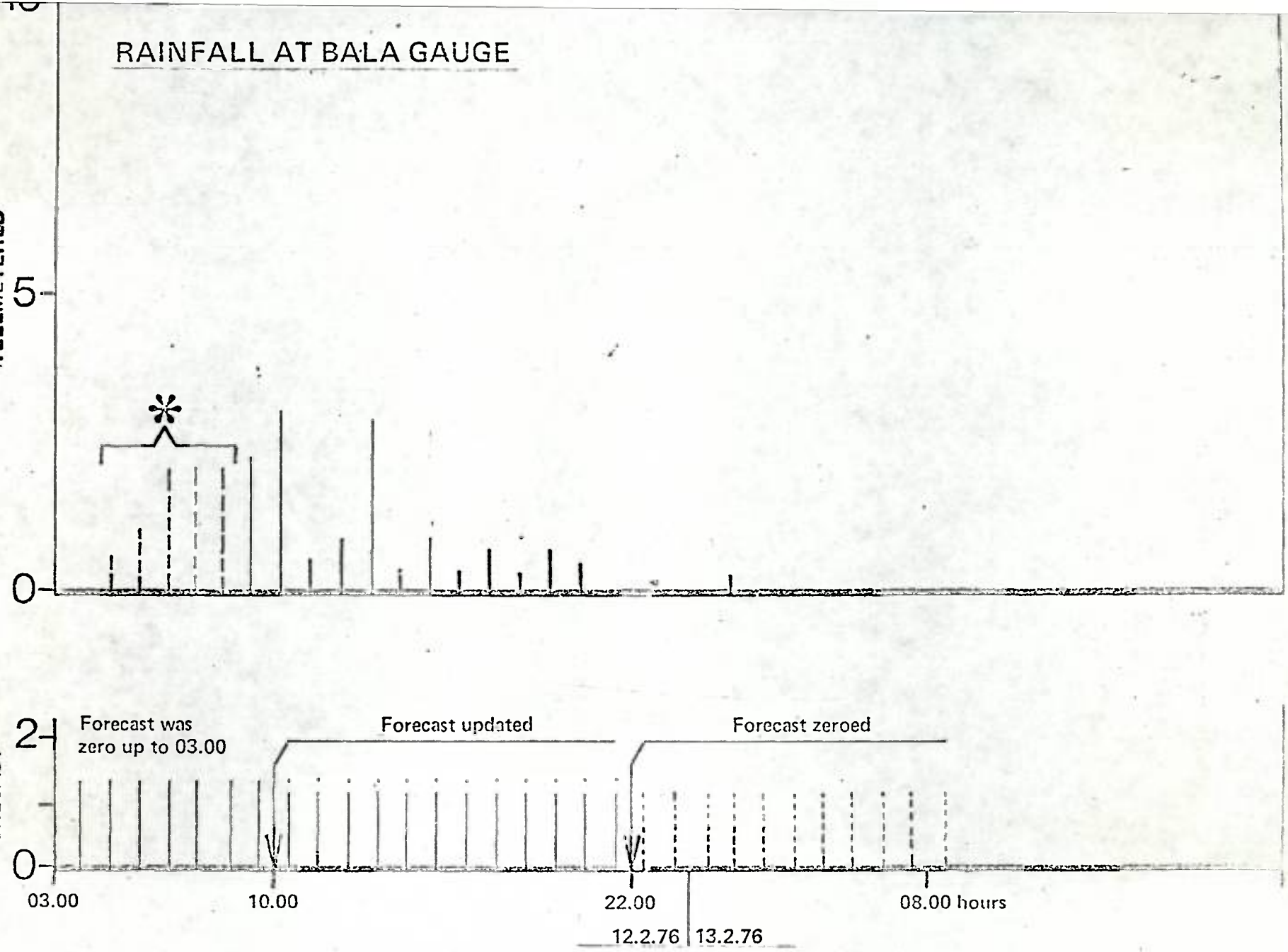


Figure 3.

Alwen

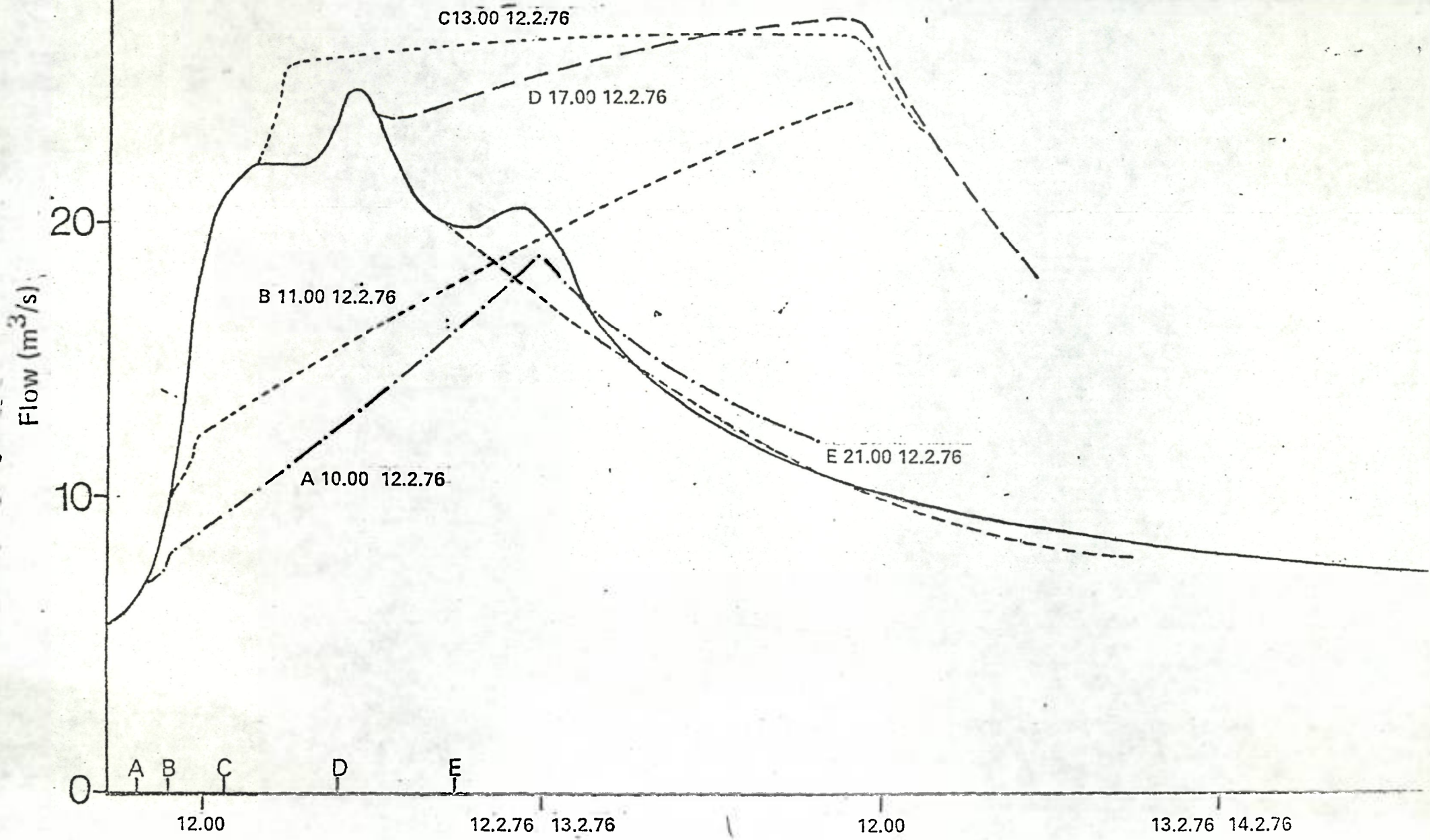


Figure 4.

Manley Hall;

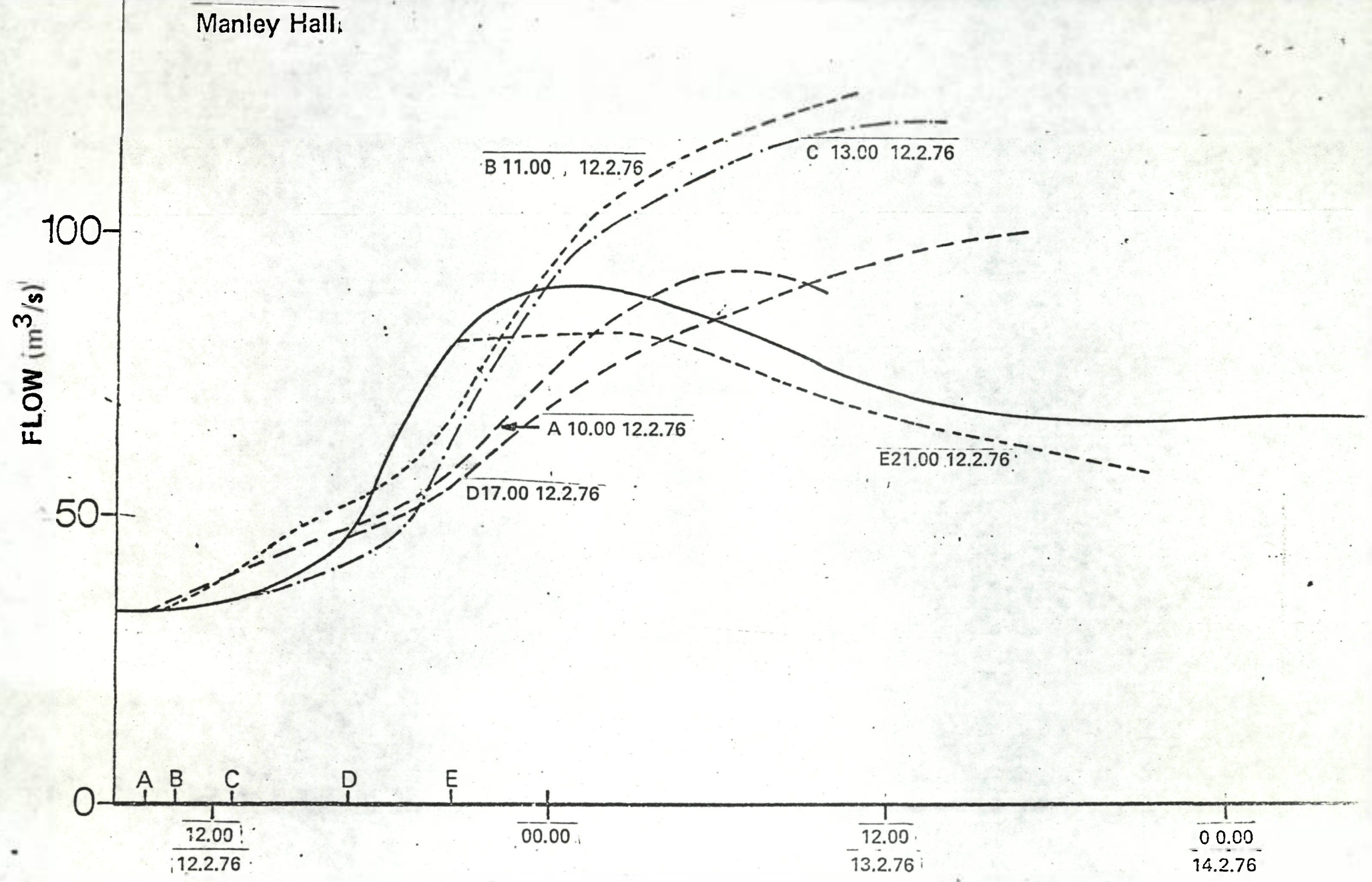


Figure 5