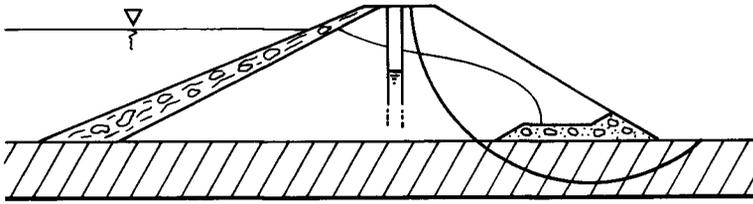


## *Digues et barrages en terre de faible hauteur*

*Les articles rassemblés dans ce document sous la présentation de MM. Pilot et Cartier ont été publiés dans trois numéros du Bulletin de liaison (130, 131 et 132), comme précisé dans le sommaire détaillé ci-dessous. Ils ont conservé, en conséquence, leur pagination d'origine à l'intérieur de chacun de ces trois numéros du Bulletin de liaison.*

	Pages
	5
	6
	15
	5
	7
	23
	29
	13
	21
	38



# Digues et barrages en terre de faible hauteur

## Présentation générale

Georges PILOT  
Chef de la division Géotechnique - Mécanique des sols 1  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Gilles CARTIER  
Chef de la section des ouvrages en terre  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

*Les collectivités locales sont assez fréquemment amenées à préparer des projets de réalisation de bassins de retenue, que ce soit pour des travaux hydrauliques de stockage d'eaux de pluie ou d'écrêtement de crues, pour la création de réserves d'eau, ou encore dans le cadre d'aménagement de plans d'eau d'agrément. Les dimensions généralement modestes des ouvrages en terre réalisés pour ces projets interdisent la plupart du temps que l'on y consacre un budget d'étude très important. Le comportement des digues s'apparente pourtant à celui que l'on connaît pour les grands barrages, et le risque lié à leur stabilité reste élevé, notamment en zone urbanisée.*

*Les laboratoires des Ponts et Chaussées ont souvent eu à se pencher sur ce dilemme afin de tenter d'ajuster le besoin d'études de comportement et de stabilité aux dimensions des ouvrages et, partant, au volume des crédits disponibles. Profitant de l'expérience acquise au cours de ces nombreuses interventions, un effort de synthèse a été récemment entrepris dans le cadre d'un programme d'études générales des laboratoires des Ponts et Chaussées sous l'autorité de M. Josseaume.*

*On a ainsi analysé le comportement de quelques ouvrages types à partir des observations faites durant les différentes phases de travaux, et des mesures effectuées pendant et après la construction. Les études théoriques ont, par ailleurs, porté sur les conditions d'écoulement hydraulique dans les corps de digues après la mise en eau.*

*On a, d'autre part, synthétisé l'expérience du réseau des LPC sous forme d'un document de Recommandations qui sera bientôt mis sous presse et dont la sortie sera annoncée dans un prochain numéro du Bulletin de liaison.*

*La série d'articles qui suit, et dont la publication s'étendra sur plusieurs numéros, s'inscrit dans ce contexte. On trouvera ainsi la présentation des outils généraux nécessaires à l'étude théorique des écoulements et à leur prise en compte dans les analyses de stabilité, puis l'exposé d'études de quelques digues illustrant les techniques et les moyens mis en place pour suivre le comportement réel de ces ouvrages.*

# Calcul automatique des digues et barrages en terre

Jean-Louis BANGRATZ  
Ingénieur  
Laboratoire régional de l'Est parisien (Melun)

Henri JOSSEAUME  
Attaché de recherche

Bernard LEBRUN  
Technicien supérieur  
Section des ouvrages en terre  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

## RÉSUMÉ

Le programme conversationnel DIGUE a pour but de faciliter la mise en œuvre du programme de calcul hydraulique NSAT et du programme de calcul de stabilité de pente PETAL, modifié sous le nom STADIG, dans plusieurs configurations de digue hétérogène sur sol bicouche.

La digue est composée de quatre parties (talus amont, centre, talus aval, drainage aval) dont chacune comporte plusieurs variantes. Leur assemblage permet de représenter un assez grand nombre de configurations différentes pouvant avoir pour éléments : des risbermes amont et aval, un noyau avec ou sans drain-cheminée, un tapis drainant aval, un massif de pied, un parafouille amont ou central, des puits de décharge à l'aval.

Les modifications du programme PETAL ont porté sur la définition des cercles de glissement potentiels et sur l'amélioration des performances dans la recherche des valeurs de la pression interstitielle le long des cercles de glissement potentiels.

**MOTS CLÉS :** 42 - Programme de calcul - Barrage en terre - Stabilité des talus - Hydraulique (fluide) - Surface de glissement - Pression interstitielle - Digue - NSAT - PETAL - STADIG.

## INTRODUCTION ET HISTORIQUE

L'étude d'un projet de digue en terre nécessite la vérification de la stabilité de l'ouvrage aux principaux stades de son histoire et notamment lorsque ses conditions de service sont les plus défavorables, c'est-à-dire lorsque l'eau de la retenue atteint son niveau maximal. L'étude de stabilité correspondante comporte généralement l'étude de l'écoulement permanent à travers la digue et sa fondation et l'étude de stabilité en rupture circulaire du talus aval, cette dernière étant faite à partir des contraintes effectives et prenant en compte les pressions interstitielles obtenues à partir de l'étude d'écoulement.

Initialement, la procédure suivie dans les laboratoires des Ponts et Chaussées pour l'étude de la stabilité en service était la suivante : étude de l'écoulement par analogie électrique (méthode du papier conducteur), relevé des charges hydrauliques en divers points du modèle analogique, calcul des pressions interstitielles correspondantes et introduction manuelle de celles-ci dans le programme de stabilité PETAL ou de sa version originale NIXES et TROLLS.

A partir de 1979, année où un projet de digue a nécessité l'étude d'écoulements complexes, ces derniers ont été calculés par la méthode des éléments finis au moyen des programmes FLOT puis NSAT [P. Humbert, 1984]\*.

\* HUMBERT P., Étude des écoulements par la méthode des éléments finis. Programme FLOT-NSAT, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 1984, à paraître.

Afin de faciliter leur utilisation, trois programmes de génération des modèles ont été successivement établis.

Deux de ces programmes, DIGUE 1 et DIGUE 2, associés au programme FLOT, permettent de mailler automatiquement les modèles hydrauliques associés aux configurations suivantes : digue homogène fondée sur un substratum imperméable et digue homogène fondée sur un sol formé de deux couches de caractéristiques hydrauliques différentes.

Le troisième (et le plus récent), DIGUE 3, qui est associé au programme NSAT, permet le maillage des modèles précédents et de modèles beaucoup plus complexes tels que ceux élaborés pour l'étude de digues homogènes ou à noyau, fondées sur un sol bicouche partiellement interrompu par un écran parafouille ou drainé par une ligne de puits de décharge incomplets.

La substitution d'une méthode numérique d'étude des écoulements à la méthode analogique classique a permis l'introduction automatique des valeurs de la pression interstitielle dans le programme de stabilité et, de ce fait, a offert la possibilité d'en introduire un grand nombre. Il est alors devenu possible de définir la distribution de pression interstitielle prise en compte dans les calculs de stabilité par l'ensemble des valeurs de ce paramètre, calculées aux nœuds du maillage du modèle hydraulique.

Toutefois, le programme PETAL n'ayant pas été conçu pour traiter un champ de pression interstitielle défini par de très nombreuses valeurs, il s'est avéré indispensable d'améliorer ses performances sur ce point. D'autre part, tant dans le but de diminuer le coût des calculs de stabilité que de faciliter l'exploitation de leurs résultats, un nouveau mode de définition des cercles de glissement potentiel a été adopté. On a ainsi constitué un programme dérivé de PETAL, le programme STADIG qui est maintenant utilisé pour les études de stabilité d'ouvrages hydrauliques (digues de retenue, digues de canaux, éventuellement talus de bassin). La mise au point de ce programme a été faite pour l'essentiel, par P. Lebreton, ingénieur des Travaux publics de l'État, au cours d'un stage au Laboratoire central des Ponts et Chaussées.

Dans cet article, on présente le système de programmes de calcul regroupant NSAT, DIGUE (\*), STADIG ainsi que différents programmes de liaison, actuellement utilisés pour les études courantes de digues en terre.

#### LES OPTIONS DU PROGRAMME « DIGUE »

De façon exhaustive, les options de DIGUE sont les suivantes :

- sol de fondation mono ou bicouche ou sol de fondation non pris en compte dans les calculs (cas d'une fondation rigide et imperméable) ;

(\*) c'est-à-dire DIGUE 3 maintenant utilisé pour le maillage des configurations initialement traitées au moyen de DIGUE 1 et DIGUE 2.

- digue avec tranchée remblayée (dite encore : « clé d'ancrage ») et noyau, la digue étant équipée ou non d'un drain-cheminée ;

- massif de pied aval prolongé sous la digue par un tapis drainant ;

- talus amont à risberme, laquelle peut représenter à la limite un tapis amont étanche ;

- talus aval à risberme ;

- parafouille amont ou central ;

- ligne de puits de décharge aval ;

- en amont : configuration de « réservoir en remblai » ou de « réservoir en déblai dans la première couche de sol ».

#### SCHÉMA DE PRINCIPE :

#### LES TROIS ÉTAPES LOGIQUES

On a rappelé, en introduction, que le calcul d'une digue comporte deux phases : le calcul de l'écoulement dans la digue et dans sa fondation, et le calcul de sa stabilité vis-à-vis d'une rupture circulaire.

Les programmes généraux correspondants, NSAT et PETAL, ont été conçus indépendamment l'un de l'autre par des équipes différentes. En conséquence, le même modèle est décrit dans des langages différents propres à chacun des deux programmes.

Prenons l'exemple de la géométrie de la digue. Pour le programme NSAT, elle est décrite sous la forme d'un maillage d'éléments triangulaires affectés chacun d'une perméabilité et d'un coefficient d'anisotropie. Pour le programme PETAL, c'est le contour de la digue et les intercouches de sols qui sont décrits par segments affectés chacun du numéro de sol qu'il surmonte.

Afin de simplifier l'utilisation de ces programmes dans le cas particulier du barrage ou de la digue en terre, il était naturel de ne faire qu'une seule fois cette description.

On distingue donc les trois étapes logiques schématisées à la figure 1 :

- Étape I : description géométrique, hydraulique et mécanique de la digue.

- Étape II : calcul de l'écoulement, notamment sous la forme d'un réseau de pression interstitielle.

- Étape III : calcul de la stabilité à la rupture circulaire.

Idéalement, l'intervention de l'utilisateur ne devrait se faire qu'à l'étape I. En pratique, comme le montre la figure 2, les trois étapes logiques ont été par nécessité décomposées en treize opérations effectuées au cours de quatre interventions conversationnelles, schématisées par une console. La première, c'est-à-dire la description de la configuration géométrique est prépondérante.

On examinera dans ce qui suit le détail de ces étapes.

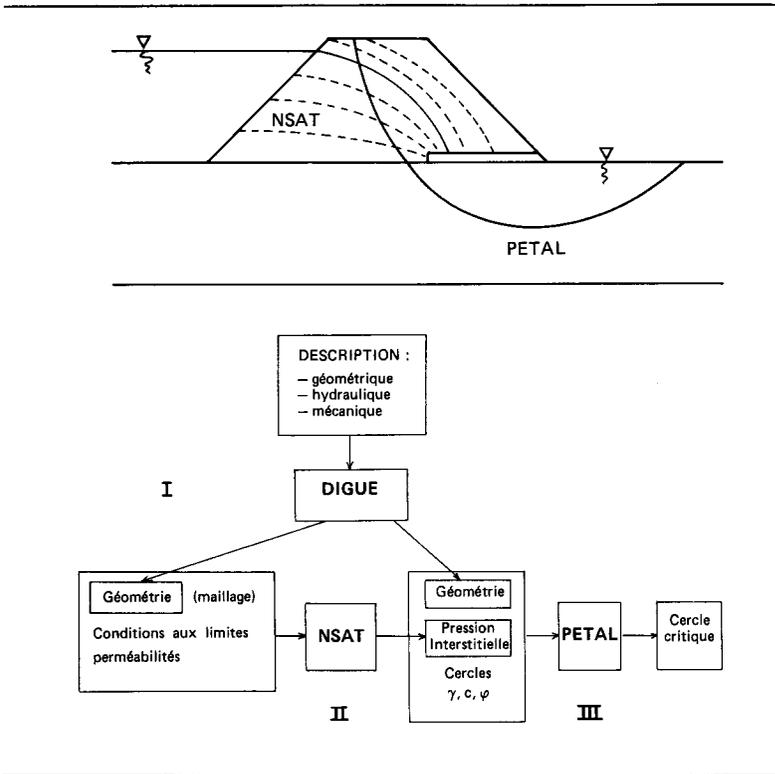


Fig. 1 — Schéma de principe de la chaîne « DIGUE ».

## ÉTAPE I : DESCRIPTION DE LA DIGUE

La description géométrique de la digue se fait en deux temps :

- description qualitative de la configuration ;
- description quantitative de la géométrie.

Le modèle de digue est divisé en quatre sous-modèles comportant chacun plusieurs variantes (fig. 3) :

- A, talus amont (six variantes),
- B, partie centrale (cinq variantes),
- C, talus aval (six variantes),
- D, drainage aval (quatre variantes).

Par une série de questions auxquelles on répond par oui ou par non, telles que : « La digue a-t-elle un noyau ? un parafouille amont ? »... etc., le programme sélectionne la combinaison  $A_i B_j C_k D_l$  parmi les 720 combinaisons possibles.

Le deuxième temps de la description consiste à préciser les coordonnées des quelques points caractéristiques de la figure que l'on vient de décrire qualitativement. On remarquera sur les figures 3 et 4 plusieurs natures de points :

- les points noirs doivent être obligatoirement définis par une abscisse et une ordonnée non nulles ;
- les points blancs sont facultatifs ;

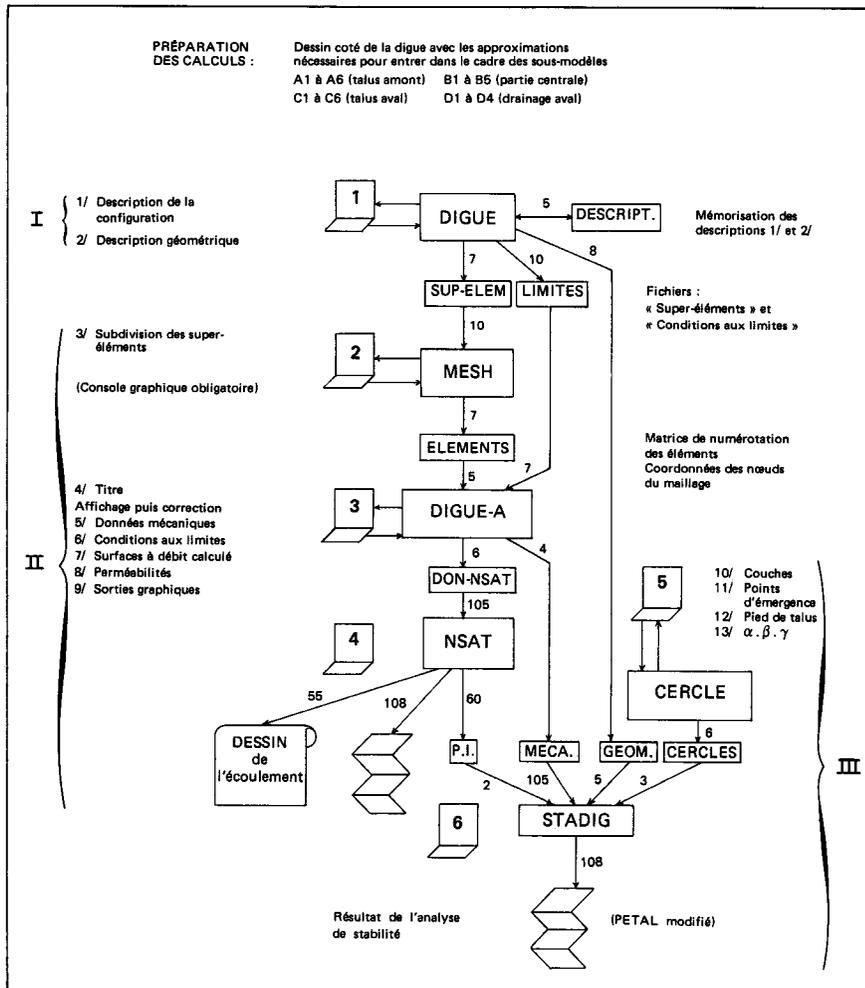


Fig. 2 — Les trois étapes logiques :

- I — Description de la digue.
- II — Calcul de l'écoulement.
- III — Calcul de la stabilité.

Elles sont décomposées en treize opérations regroupées, comprenant quatre interventions conversationnelles (1, 2, 3 et 5) et deux étapes automatiques (4 et 6).

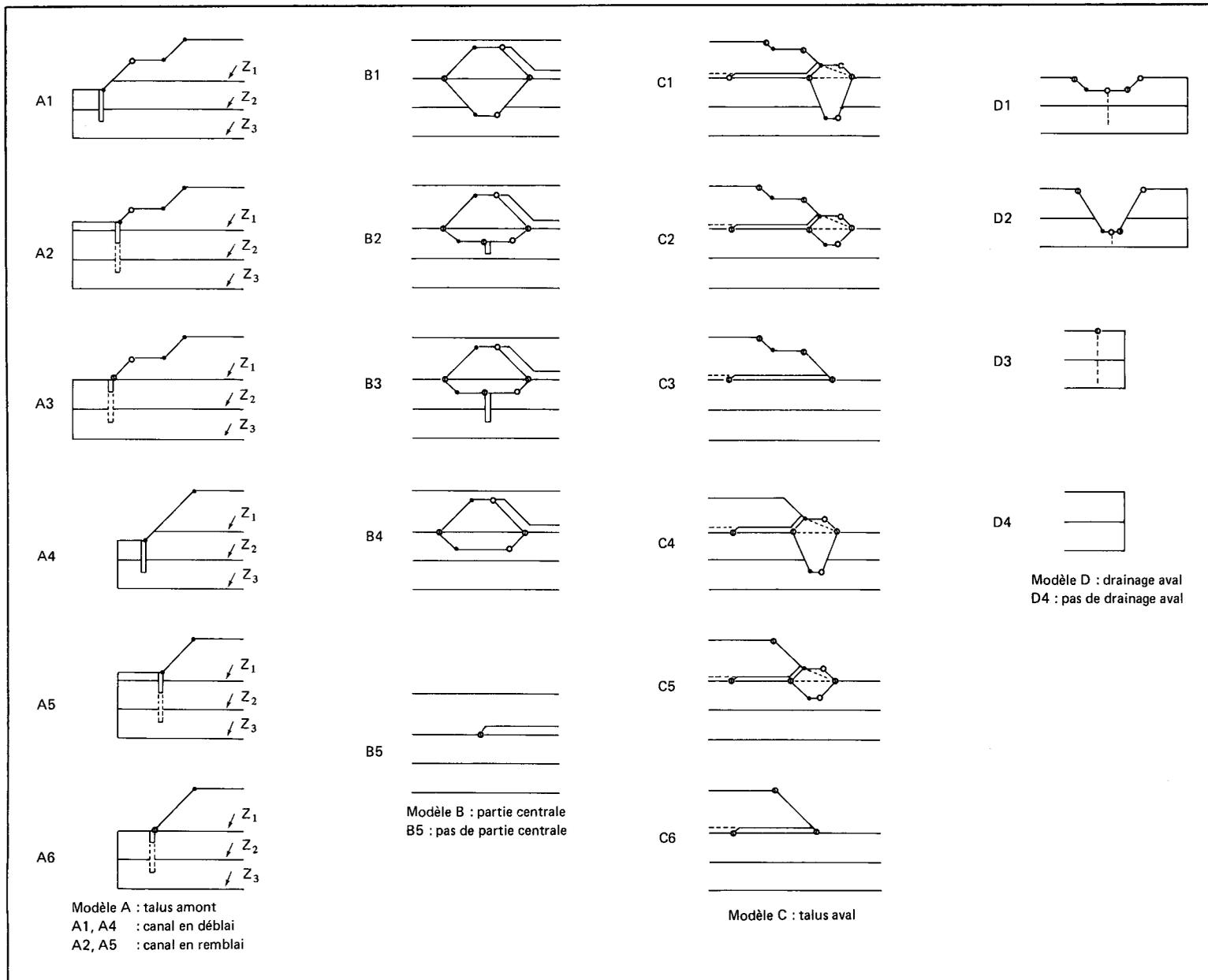


Fig. 3 — Les quatre sous-modèles et leurs variantes. Chaque région de chaque sous-modèle est subdivisée par le programme en super-éléments (groupements d'éléments de calcul) non représentés sur la figure.

— les points marqués X doivent avoir obligatoirement une abscisse non nulle mais leur ordonnée est facultative. Une coordonnée facultative, si elle est donnée non nulle garde la valeur donnée, sinon elle prend une valeur calculée par défaut en fonction de données déjà connues du programme. C'est le cas de l'ordonnée d'un point sur l'horizontale d'un point amont déjà défini.

Cette description, qui est la plus longue des quatre étapes conversationnelles, est finalement assez simple à faire. Elle a pour résultat (fig. 2) :

- le fichier « SUP-ELEM » décrivant le super-maillage pour NSAT;
- le fichier « LIMITES » définissant les limites à charge ou débit imposés;
- le fichier « GEOM » définissant la géométrie de la digue pour le programme STADIG.

Un exemple simple de constitution de maillage est donné à la figure 4.

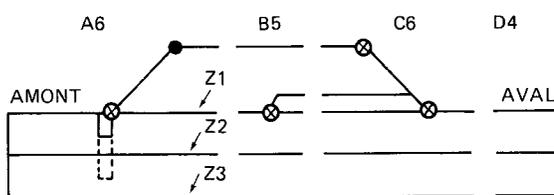


Fig. 4 — Assemblage des quatre parties de la digue (A6, B5, C6, D4 est la plus simple combinaison possible). Si le parafouille amont ou le tapis drainant aval n'est pas déclaré lors de la description qualitative, les super-éléments correspondants existent malgré tout mais il leur est affecté les caractéristiques hydrauliques et mécaniques des milieux qui les contiennent.

## ÉTAPE II :

### CALCUL DU CHAMP DE PRESSION INTERSTITIELLE

Cette étape logique se décompose en deux étapes conversationnelles marquées [2] et [3] sur la figure 2 et une étape automatique marquée [4]. Il s'agit de :

- la subdivision des super-éléments créés par le programme DIGUE en éléments plus petits,
- l'affichage de certaines données connues du programme avec la possibilité de les modifier.

La subdivision des super-éléments en éléments simples est faite au moyen du programme « MESH ». Ce programme est utilisé par le service de Mécanique du LCPC pour créer des maillages généraux de super-éléments que l'on subdivise ensuite avec optimisation de la largeur de bande de la matrice de rigidité. On n'utilise ici que sa fonction de subdivision automatique.

La figure 5 montre que, en raison de la propagation de la subdivision entre éléments adjacents, tous les côtés de super-éléments ne sont pas indépendants : sur l'exemple simplifié de la figure 5 (une digue homogène sur fondation homogène et tapis drainant aval) on dénombre sept super-côtés indépendants.

A ce stade, le maillage est entièrement construit. Reste à définir les limites à charge et à débit imposés, les perméabilités et les caractéristiques mécaniques des différents sols : poids volumique, cohésion et angle de frottement interne.

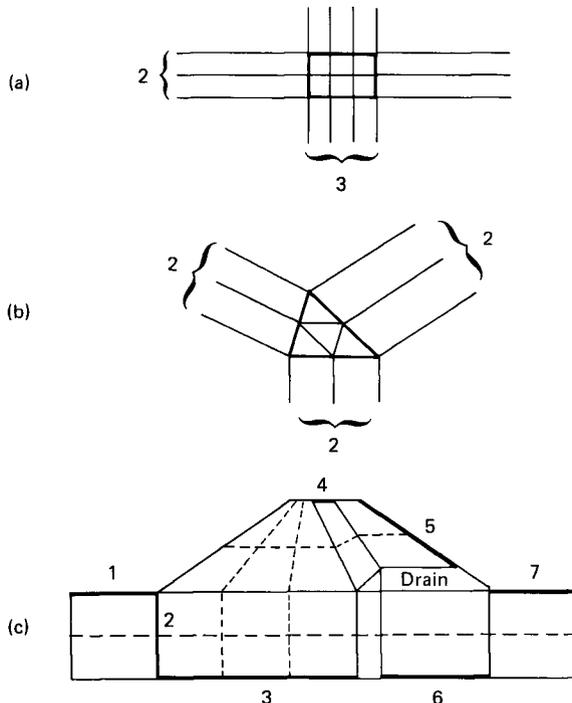


Fig. 5 — Subdivision des super-éléments en éléments simples.  
— Propagation de la subdivision par des super-éléments quadrilatères (a) et triangulaires (b).  
— Subdivision des super-côtés indépendants numéros 1 à 7 d'une digue simple (c) : 2 et 5 en deux segments, 3 en trois segments; les autres ne sont pas subdivisés.

Les limites à charge ou à débit imposés sont connues dès l'étape I. Elles sont rappelées sur la console et l'on a, à ce stade, la possibilité de les contrôler et de les modifier éventuellement. Par exemple, la limite gauche du modèle, segment AB sur la figure 6, est considérée implicitement par le programme comme une limite équipotentielle. Il est possible, à cette étape II, de changer sa nature et de la déclarer comme limite imperméable.

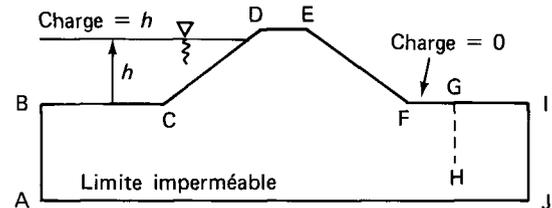


Fig. 6 — Conditions hydrauliques aux limites :  
— charge imposée :  $h$  sur ABCD et 0 sur FIJ et GH ;  
— surface de suintement : DEF ;  
— surfaces où l'on calcule le débit : débit total entré ABCD et puits de décharge GH.

D'une façon analogue, les perméabilités et les caractéristiques mécaniques des sols ont des valeurs prédéterminées dans le programme. Elles sont rappelées sur la console, et il est bien sûr possible de les changer dans cette étape. Par exemple, tous les poids volumiques sont de  $20 \text{ kN/m}^3$  par défaut; les perméabilités sont toutes isotropes, celle des drains, par exemple, est de  $10^{-2} \text{ m/s}$ ; la cohésion du corps de digue est de  $5 \text{ kPa}$ , son angle de frottement interne est de  $30^\circ$ , etc.

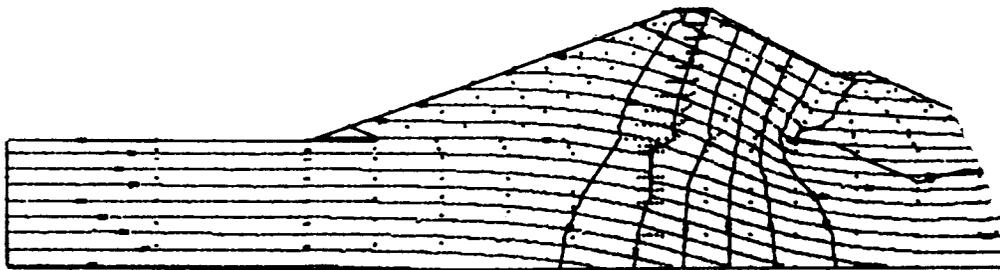
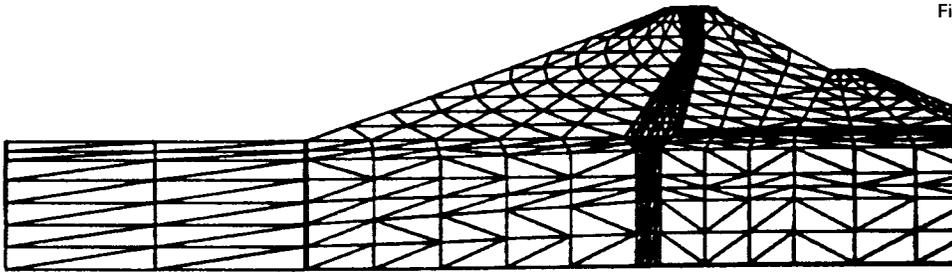
Au terme de cette étape, les données mécaniques pour STADIG sont prêtes dans le fichier « MECA » et les données du programme NSAT sous leur forme standard sont prêtes dans le fichier « DON-NSAT ». Il n'y a plus qu'à déclencher l'exécution du programme qui a pour résultat la génération du fichier du champ de pression interstitielle « P.I. » et la représentation graphique de l'écoulement sous la forme des réseaux de lignes équipotentielles et de lignes équipressions (fig. 7).

## ÉTAPE III : CALCUL DE LA STABILITÉ

Les données géométriques, mécaniques et hydrauliques sont maintenant préparées dans les formats du programme PETAL. Au lieu d'être dans un fichier unique (programme PETAL standard), elles sont ventilées dans des fichiers distincts pour les raisons indiquées plus haut. Cela nécessitait un simple changement de numéro des unités d'entrée dans le programme PETAL et n'aurait pas justifié de rebaptiser ce programme.

Il restait à définir un jeu de cercles potentiels de glissement dont le programme doit extraire les cercles critiques pour chaque couche de sol. Le mode de définition des cercles potentiels a été changé par rapport au programme PETAL standard. C'est la principale raison d'être du nouveau programme STADIG.

Fig. 7 — Maillage et réseau d'écoulement (lignes équipotentielles et isobares).



La deuxième raison est l'amélioration des performances dans la recherche des valeurs de la pression interstitielle à la base des tranches de calcul. Cette amélioration a été rendue possible par une modification mineure comme on va le voir maintenant.

## MODIFICATIONS APPORTÉES AU PROGRAMME PETAL

### Définition et sélection des cercles de glissement potentiels

#### Généralités

Dans la plupart des programmes de calcul de stabilité de talus en rupture circulaire, les cercles de glissement potentiels sont définis par la position de leurs centres (qui constituent les nœuds d'un quadrillage régulier), par les valeurs maximales de leur rayon (distance des centres au substratum rigide) et par le pas de variation du rayon. Lorsque la configuration du talus est un tant soit peu complexe, et lorsque le choix des centres et du pas de variation du rayon n'a pas été précédé d'une étude géométrique approfondie (c'est-à-dire dans la majorité des cas), la sélection des cercles de glissement est assez arbitraire si bien que les résultats de l'étude de stabilité ne sont fiables que s'ils ont été obtenus à partir du calcul de nombreux cercles. C'est pourquoi un nouveau mode de définition des cercles de glissement potentiels, permettant de mieux « visualiser » ceux-ci et de limiter leur nombre, a été introduit dans le programme STADIG.

#### Définition des cercles de glissement potentiels

Un cercle de glissement potentiel est défini par ses points d'émergence haut et bas, c'est-à-dire par ses points d'intersection  $H$  et  $B$  avec la surface du sol et par la valeur  $f$  de la flèche de son arc situé au-dessous de la surface du sol (fig. 8).

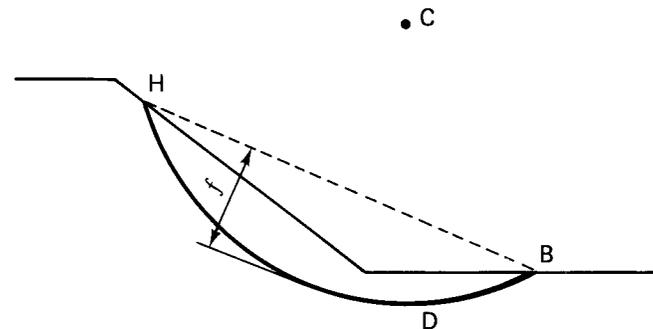


Fig. 8 — Définition d'un cercle de glissement potentiel.

D'autre part, un cercle ne peut être considéré comme un cercle de glissement potentiel que si son arc situé au-dessous de la surface du sol ne recoupe pas la verticale en  $H$ , c'est-à-dire si l'ordonnée de son centre est supérieure à celle de  $H$  (fig. 10 b).

#### Sélection des cercles de glissement potentiels

La méthode adoptée pour la sélection des cercles de glissement potentiels tient compte du découpage du talus en couches réelles ou fictives limitées inférieurement par des plans horizontaux, et ayant pour limite supérieure la surface du sol et/ou la limite inférieure de la couche sus-jacente. Chaque couche est repérée par un indice  $k$  dont la valeur augmente avec la profondeur (fig. 9). On considère que la limite supé-

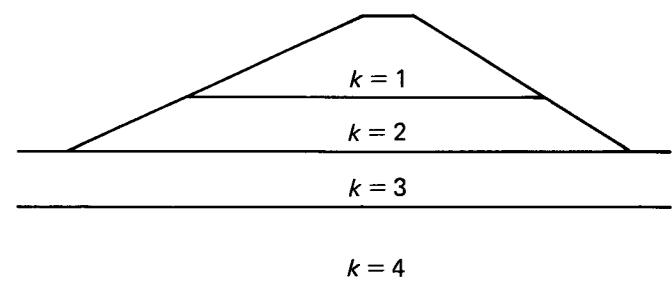


Fig. 9 — Définition et repérage des couches prises en compte pour la sélection des cercles de glissement potentiels.

rieure d'une couche, ou une partie de cette limite, n'appartient à la couche que si elle coïncide avec la surface du sol. On considère, d'autre part, qu'un cercle appartient à une couche lorsque celui de ses points  $D$  ou  $B$ , c'est-à-dire son point bas et/ou son point d'émergence bas (fig. 8), situé le plus en amont, appartient à la couche.

La méthode de sélection des cercles de glissement potentiels passant par  $H$  et par  $B$  (l'ordonnée de  $H$  étant supérieure à celle de  $B$ ) consiste à définir les faisceaux de cercles appartenant respectivement à chaque couche dont la limite inférieure se situe au-dessous de  $B$ , les caractéristiques de ces faisceaux étant déterminées dans l'ordre des valeurs croissantes de  $k$ .

Le faisceau des cercles appartenant à la couche  $k$  est limité par les cercles  $C_{max}$  et  $C_{min}$  ayant respectivement pour flèches  $f_{max}(k)$  et  $f_{min}(k)$ .

Le cercle  $C_{max}$  est le cercle tangent à la base de la couche si l'ordonnée de son centre est supérieure à celle du point  $H$  (fig. 10 a). Dans le cas contraire,  $C_{max}$  est le cercle admettant une tangente verticale en  $H$  (fig. 10 b). Si, dans ce dernier cas, le point bas est dans la couche  $k-1$  il s'agit en fait du cercle  $C_{max}(k-1)$  et il n'y a pas de cercle  $C_{max}(k)$ .

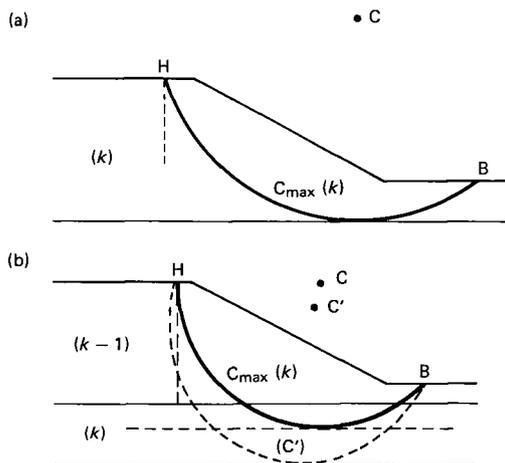


Fig. 10 — Définition du cercle  $C_{max}$  passant par  $B$  et  $H$  et appartenant à la couche  $k$ .

La méthode de définition du cercle  $C_{min}$  dépend de la situation du point  $B$  par rapport à la couche  $k$  et par rapport au pied du talus :

— si  $B$  appartient à la couche  $k$  et se situe à l'amont du pied de talus (fig. 11 a),  $C_{min}$  est le cercle ayant pour flèche :

$$f_{min}(k) = \alpha \cdot BH$$

$\alpha$  étant un coefficient réducteur assez petit pour qu'un glissement le long de  $C_{min}$  puisse être assimilé à un glissement plan, par exemple  $\alpha = 0,01$ .

— si  $B$  appartient à la couche  $k$  et se situe à l'aval du point  $O$  représentant le pied de talus (fig. 11 b),  $C_{min}$  est le cercle ayant pour flèche :

$$f_{min}(k) = f_{HOB} + \beta$$

$f_{HOB}$  étant la flèche de l'arc  $HOB$  et  $\beta$  une longueur très petite, par exemple  $\beta = 0,01$ .

— si  $B$  n'appartient pas à la couche  $k$  (fig. 11 c) et s'il existe un cercle  $C_{max}$  appartenant à la couche  $k-1$ , qui ne soit pas tangent à la verticale passant par  $H$ ,  $C_{min}$  est le cercle ayant pour flèche :

$$f_{min}(k) = f_{max}(k-1) + \gamma$$

$\gamma$  étant une longueur très petite, par exemple  $\gamma = 0,01$ .

Si la dernière condition n'est pas satisfaite, il n'existe aucun cercle de glissement dans la couche  $k$ .

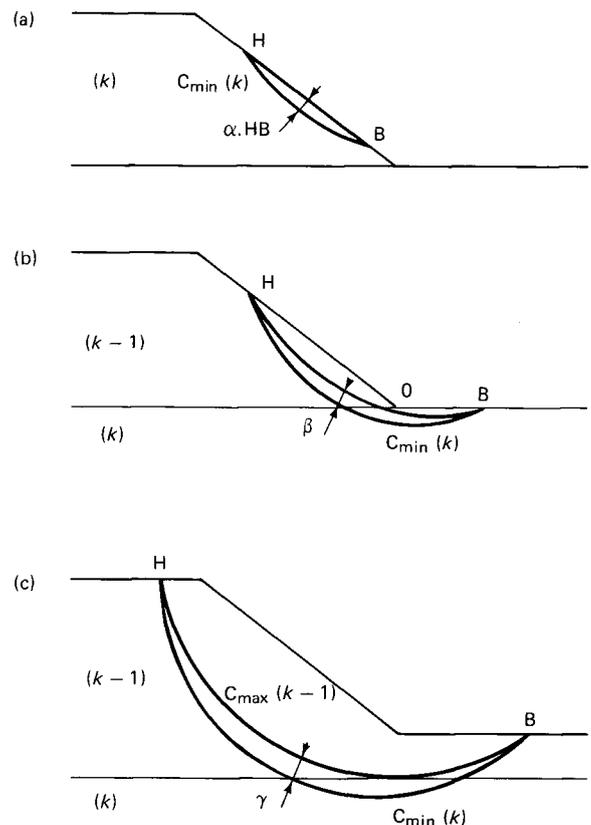


Fig. 11 — Définition du cercle  $C_{min}$  appartenant à la couche  $k$ . (a)  $B$  appartient à la couche  $k$  et se situe à l'amont du pied de talus. (b)  $B$  appartient à la couche  $k$  et se situe à l'aval du pied de talus. (c)  $B$  n'appartient pas à la couche et il existe un cercle  $C_{max}$  appartenant à la couche  $k-1$ .

Une fois définis les cercles  $C_{max}$  et  $C_{min}$  tous les cercles du faisceau appartenant à la couche  $k$  sont déterminés à partir de la valeur  $\Delta f(k)$  du pas maximal de variation de la flèche dans la couche  $k$ . Ce sont les cercles dont les flèches varient suivant une progression arithmétique de raison aussi voisine que possible de  $\Delta f(k)$  et au plus égale à cette valeur (fig. 12).

La sélection des cercles de glissement potentiels est faite par le programme CERCLE à partir des données suivantes :

- coordonnées des points d'émergence bas  $B(i)$  et des points d'émergence hauts  $H(j)$ ,
- coordonnées du pied de talus,
- valeurs  $\Delta f(k)$  du pas maximal de variation de la flèche,

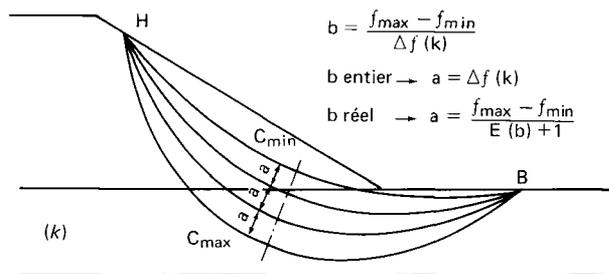


Fig. 12 — Faisceau des cercles de glissement appartenant à la couche  $k$ .

- ordonnées  $y(k)$  des limites inférieures de couches,
- valeurs des paramètres  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$  communs à toutes les couches.

Le programme calcule les caractéristiques (notamment les coordonnées du centre et la valeur du rayon) des cercles de glissement potentiels passant par tous les couples de points obtenus en associant à chaque point d'émergence bas  $B(i)$  tous les points d'émergence hauts situés en amont de  $B(i)$  et à un niveau supérieur.

### Traitement du champ des pressions interstitielles

Le champ des pressions interstitielles dans le talus est défini en un certain nombre de points. Ces points sont reliés deux à deux par des segments de droite de façon à former un maillage d'éléments triangulaires. Lorsque le talus est le siège d'un écoulement permanent et que celui-ci a été étudié par la méthode des éléments finis, le maillage retenu est naturellement celui utilisé pour l'étude hydraulique. La pression interstitielle en un point  $M$  du talus est donnée par l'expression :

$$u = au_1 + bu_2 + cu_3$$

$u_1, u_2, u_3$  étant les valeurs de la pression interstitielle à chacun des sommets de l'élément triangulaire contenant le point  $M$  et  $a, b, c$  les coordonnées barycentriques de  $M$  par rapport à cet élément.

L'étude de la stabilité du talus par une méthode de tranches (méthode de Bishop, méthode des perturbations) nécessite de connaître la valeur de la pression

interstitielle au milieu de la base de chacune des tranches du cercle de glissement potentiel étudié (c'est-à-dire en des milliers de points). Il faut donc déterminer à quel triangle du maillage appartient le milieu de la base de chaque tranche considérée au cours du calcul.

Dans la version actuelle de PETAL, la procédure d'identification du triangle contenant un point  $M$  donné, consiste :

- à déterminer le plus petit rectangle à côtés horizontaux et verticaux contenant tous les points où est donnée la valeur de la pression interstitielle (rectangle circonscrit au maillage),
- à découper ce rectangle en douze zones rectangulaires égales (fig. 13) et à recenser les triangles appartenant à chacune d'elles (un triangle appartient à une zone lorsqu'au moins un de ses sommets  $y$  est situé),
- à déterminer dans quelle zone se trouve le point  $M$  et à étudier la position de ce point par rapport à tous les triangles de cette zone.

Cette procédure conduit à des temps de calcul acceptables dans le cas où le domaine maillé est relativement compact, même si le champ des pressions interstitielles est défini par une ou deux centaines de points. En revanche, le temps de calcul devient prohibitif lorsque la procédure est appliquée à un cas où le champ des pressions interstitielles est défini par un plus grand nombre de points, et lorsque le domaine maillé ne recouvre qu'une faible proportion du rectangle circonscrit au maillage (fig. 14).

C'est pourquoi la procédure d'identification du triangle contenant un point  $M$  donné a été sensiblement modifiée dans le programme STADIG. On détermine tout d'abord le rectangle utile c'est-à-dire le plus petit rectangle à côtés horizontaux et verticaux circonscrits à l'ensemble des cercles de glissement potentiels (fig. 14) et non plus à l'ensemble des points de pression interstitielle. Ce rectangle utile est ensuite divisé en zones rectangulaires égales dont le nombre au lieu d'être limité à 12, est approximativement égal à celui des triangles du maillage. A ce stade de la procédure, les opérations demeurent les mêmes que dans le programme PETAL :

- avant tout calcul : établissement de la correspondance « zone → triangles »;

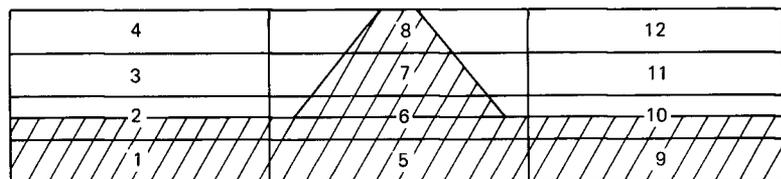


Fig. 13 — Découpage du rectangle circonscrit au maillage en douze zones rectangulaires égales. Cas où le domaine maillé est peu compact.

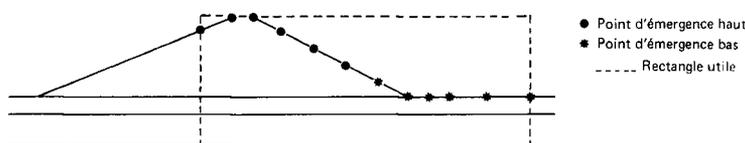


Fig. 14 — Tracé du rectangle utile (plus petit rectangle circonscrit aux cercles de glissement potentiels).

```

***CALCUL PAR METHODE D'ISHOP AVEC TEST FRRT***
-----
*****
POINT D'EMERGENCE BAS NO: 1
POINT D'EMERGENCE HAUT NO: 1
COUCHE
NO: XCENTRE YCENTRE FLECHE RAYON MOMENT POIDS UMAX VAR 1 VAR 2
FRRT FRRT
1 2 41.24 24.15 1.705 14.41 .594E+03 .118E+03 .270E+01 1.60 4.59
2 2 39.97 20.02 2.409 10.80 .363E+03 .264E+03 .800E+01 1.82 3.55
3 2 39.25 17.61 3.113 8.98 .102E+04 .416E+03 .142E+02 1.91 3.26
4 2 38.72 15.27 3.316 7.97 .113E+04 .576E+03 .209E+02 2.00 3.14
CALCUL NON CONV. VAR. 10 CERCLE CI DESSOUS
5 3 38.56 15.77 3.916 7.86 .114E+04 .500E+03 .217E+02 2.01 3.10
6 3 38.36 14.81 4.470 7.41 .123E+04 .732E+03 .271E+02 2.05 3.11
7 3 38.12 14.00 5.323 7.11 .125E+04 .870E+03 .325E+02 2.14 3.11
*****
POINT D'EMERGENCE BAS NO: 1
POINT D'EMERGENCE HAUT NO: 2
COUCHE
NO: XCENTRE YCENTRE FLECHE RAYON MOMENT POIDS UMAX VAR 1 VAR 2
FRRT FRRT
8 2 41.05 40.71 1.773 30.35 .481E+04 .496E+03 .141E+01 1.87 3.02
9 2 38.69 31.26 2.576 21.91 .454E+04 .741E+03 .680E+01 1.92 2.89

```

Fig. 15 — Résultats complets pour chaque cercle.

```

VARIANTE NO 2
-----
* 1 : 2 : 3 :
* 44.00: 40.00: 37.00:
* 10.00: 10.00: 11.00:
*****
1 * 3.10 : 2.53 : 3.12 :
31.00* : >>> : :
14.00* 5 : 13 : 22 :
*****
2 * 2.66 : 2.69 : 2.93 :
24.00* === : ^^^^ : ^^^^ :
15.00* 13 : 20 : 31 :
*****

```

TABLEAUX COMPARATIFS  
\*\*\*\*\*  
DES VALEURS DE FRRT MINIMUM  
\*\*\*\*\*  
PAR PAIRE DE POINTS D'EMERGENCE  
\*\*\*\*\*

EN COLONNE : LES POINTS BAS  
EN LIGNE : LES POINTS HAUTS  
DANS CHAQUE CASE : -FRRT  
-NUMERO DU CERCLE  
-^^^^ SI ON A LE MINIMUM PAR COLONNE,  
>>>> SI ON L'A PAR LIGNE,  
==== SI ON L'A PAR LIGNE ET PAR COLONNE

COUCHE	FRRT,MIN	CERCLE NO	FRRT,MAX	CERCLE NO
1	2.90	31	3.92	27
2	2.69	20	4.59	1
3	2.56	13	4.00	38

Fig. 16 — Récapitulatif des cercles critiques par variante mécanique.

- en cours de calcul, pour chaque base de tranche :
  - recherche de la zone rectangulaire qui la contient; cette opération est immédiate puisqu'il s'agit de calculer les coordonnées entières d'un point dans un maillage de rectangles égaux;
  - recherche du triangle contenant le point, parmi les quelques triangles de la zone. Puisqu'il y a autant de rectangles que de triangles, chaque rectangle intercepte en effet un très petit nombre de triangles.

Les essais effectués lors de la mise au point du programme STADIG ont montré que cette petite modification du traitement des pressions interstitielles permettait d'effectuer certains calculs de stabilité en quatre fois moins de temps que celle mise en œuvre dans le programme PETAL.

### Présentation des résultats d'un calcul de stabilité

Outre le rappel des données du calcul, le listing des résultats comporte :

- un tableau général où sont reportés les paramètres géométriques et mécaniques de chaque cercle de glissement potentiel (fig. 15);
- un tableau récapitulatif par variante de calcul (fig. 16) où sont indiquées les valeurs minimales du

coefficient de sécurité  $F$  obtenues respectivement pour tous les faisceaux de cercles de glissement potentiels considérés dans le calcul. La valeur minimale de  $F$  relative aux cercles du faisceau passant par les points  $B_{(i)}$  et  $H_{(j)}$  est lue (ainsi que le numéro du cercle correspondant) dans la case située à l'intersection de la colonne  $i$  et de la ligne  $j$ .

Au-dessous de chaque tableau récapitulatif sont également indiquées les valeurs minimale et maximale de  $F$  obtenues dans chaque couche ainsi que les numéros des cercles correspondants.

### CONCLUSION

Le programme DIGUE a été réalisé dans le but d'assurer l'interconnexion d'un programme de calcul d'écoulement hydraulique par la méthode des éléments finis et d'un programme de calcul de stabilité de talus à la rupture par la « méthode des tranches ».

On dispose ainsi d'un moyen intégré pour l'étude complète de la stabilité des digues ou des barrages en terre avec, pour l'utilisateur, le minimum de données à fournir, sans redondance, pour les deux programmes de calcul.



## Exemples de problèmes spécifiques relatifs à des digues de faible hauteur

Claude MIEUSSENS  
Ingénieur ENSHG  
Laboratoire régional de Toulouse

### RÉSUMÉ

L'article décrit quelques exemples de problèmes spécifiques rencontrés lors de l'étude ou du suivi après la mise en service de cinq digues situées dans la zone d'action du Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Toulouse :

1. le cas d'une digue construite sur un terrain trop perméable. L'étanchement du barrage et du sol support a été réalisé au moyen d'un rideau injecté dont l'efficacité s'est avérée insuffisante compte tenu des faibles débits de fuite admissibles ;
2. celui d'un barrage de faible hauteur, mais retenant un volume d'eau très important, pour lequel l'évolution vers une rupture certaine du parement aval a pu être mise en évidence grâce à une instrumentation appropriée ;
3. les moyens mis en œuvre pour étudier la perméabilité du sol support d'un barrage, à priori très défavorable d'après la géologie à cause de la présence aléatoire d'horizons perméables. Pour le corps de la digue, on a mesuré l'influence du traitement à la chaux sur la perméabilité du matériau compacté ;
4. la conception même d'un barrage écrêteur de crue afin qu'il remplisse au mieux la fonction de stockage maximal. Les problèmes d'érosion interne et de contournement sont plus particulièrement examinés ;
5. le cas particulier d'un plan d'eau situé à proximité d'une rivière, ce qui a nécessité l'étude de la stabilité de l'écran étanche dans l'hypothèse d'un fonctionnement inversé de la digue (plan d'eau vide, rivière en crue). Ce même exemple décrit aussi une simulation d'écoulement plan par analogie électrique.

Enfin, à travers l'exposé de méthodes d'études parfois simplistes, l'article pose le problème de l'adéquation entre le niveau des études et l'économie du projet.

**MOTS CLÉS :** Barrage en terre - Étanchéité - Sous sol - Écran - Injection (matér.) - Perméabilité - Rupture - Traitement des sols - Chaux - Érosion - Rivière - Simulation - Écoulement (fluide) - Modèle analogique - Plan d'eau - Bassin écrêteur de crue - Digue.

Pour les ouvrages de faible importance, l'ingénieur de bureau d'études est toujours à la recherche d'un équilibre entre le niveau technique et le coût des études et l'importance économique du projet.

Les cinq exemples présentés dans cet article illustrent les difficultés rencontrées à l'occasion des études ou de la réalisation de digues de faible hauteur correspondant à des ouvrages existants ou en projet pour lesquels, le plus souvent, le Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Toulouse est intervenu au niveau des études.

Les méthodes d'étude utilisées sont parfois simplistes, ou au contraire disproportionnées avec l'ampleur des problèmes. La première cause en est probablement que chaque étude nouvelle présente des caractères originaux devant lesquels un ingénieur même confirmé ne peut faire jouer utilement toute son expérience. La principale difficulté est toutefois d'ajuster ou de savoir exiger les moyens d'étude les mieux adaptés potentiellement au projet.

Les ouvrages étudiés sont volontairement décrits de façon anonyme et uniquement du point de vue de l'ingénieur d'étude, afin de fixer l'attention sur les caractères originaux des problèmes rencontrés en cours d'étude ou après la mise en service.

## EXEMPLE DE PROBLÈME D'ÉTANCHEITÉ DU CORPS DE DIGUE ET DU SOL SUPPORT (barrage de C)

Le barrage de C fait partie d'un aménagement touristique et résidentiel réalisé pour une commune. De dimensions modestes, la digue de 6 m de haut au maximum et 80 m de long retient un volume d'eau de 30 000 m<sup>3</sup> sur une surface de l'ordre de 2 hectares.

Les études préliminaires ont mis en évidence un triple problème mettant en cause la faisabilité du projet :

- le sol support est perméable,
- on ne trouve pas de matériaux imperméables pour construire la digue à une distance compatible avec l'économie du projet,
- l'alimentation pendant la période estivale peut être quasiment nulle.

Une reconnaissance approfondie du site au moyen de sondages a permis d'établir le profil géotechnique (fig. 1).

Des essais de perméabilité de type Lefranc dans les différents forages ont donné des valeurs de  $k$  de l'ordre de  $2 \cdot 10^{-4}$  m/s pour les grèves sableuses. La courbe granulométrique de la figure 2 précise la nature du matériau. Le substratum est constitué de

marne ou de conglomérat très compact et imperméable. On observera sur la figure 1 la position de la nappe, quasiment horizontale et parallèle au substratum en fond de talweg, ce qui met bien en évidence l'homogénéité et la forte perméabilité des alluvions entre les forages F1 et F4.

Malgré ces conditions défavorables, il était décidé de donner suite au projet; plusieurs solutions étaient donc envisagées et proposées au maître d'œuvre.

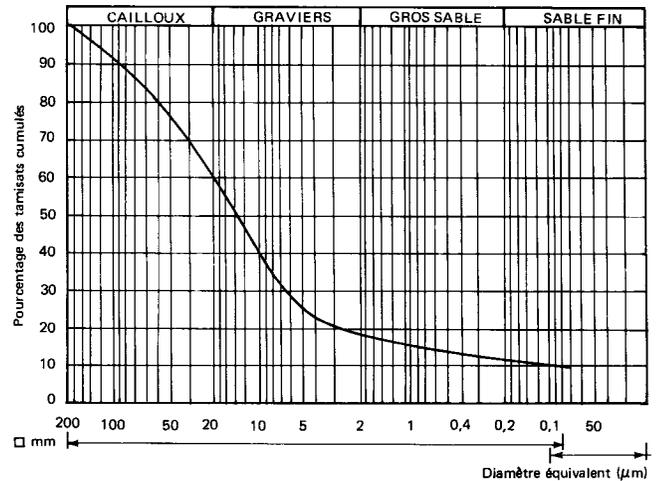


Fig. 2 — Analyse granulométrique des alluvions et fond de talweg.

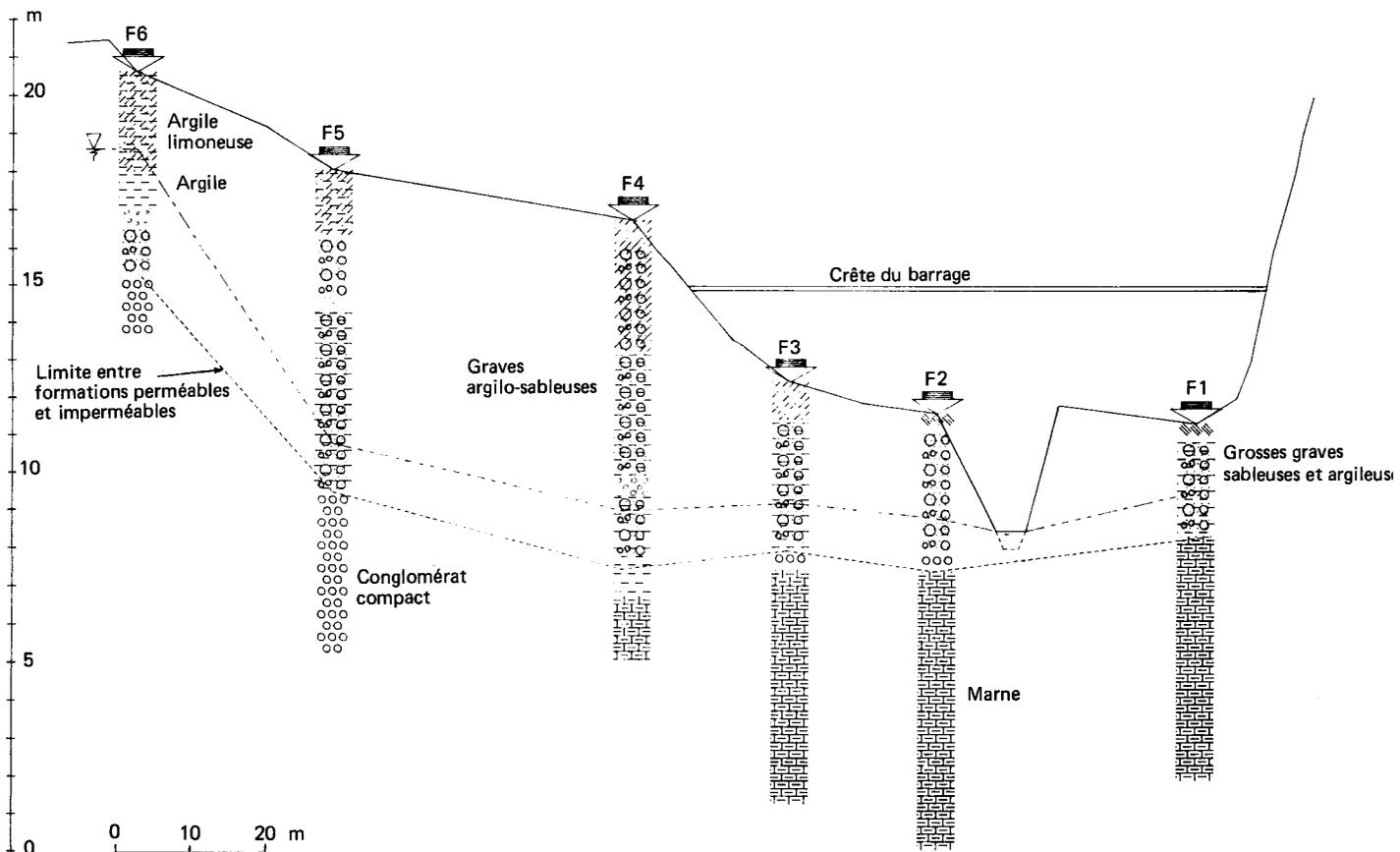


Fig. 1 — Profil en long géotechnique au droit de la digue de C.

## Constitution du corps de la digue

L'absence de matériaux imperméables pouvant constituer le corps de la digue a naturellement conduit à proposer deux solutions permettant d'utiliser les alluvions sablo-graveleuses du talweg :

- la réalisation d'une étanchéité amont au moyen par exemple d'une feuille plastique (butyl, polyester, etc.);
- l'exécution d'un écran étanche vertical avec un coulis de ciment bentonite.

## Étanchement du sol support

La figure 1 montre que l'étanchement du sol support est nécessaire au droit de la digue mais aussi pour limiter les débits de fuite par contournement. Par ailleurs la nature sablo-graveleuse des alluvions est favorable à l'érosion interne pouvant à terme conduire à la ruine de l'ouvrage.

Les débits de fuite sous-jacents à la digue ont été calculés à partir de l'abaque de la figure 3. Pour l'ensemble de la digue, sans tenir compte des contournements, on a calculé ainsi  $Q \approx 6 \text{ l/s}$ . Cette valeur n'est pas admissible car elle correspondrait, en été, à une baisse du plan d'eau de l'ordre de 1 m/mois.

La figure 3 permet de vérifier que pour  $b/T=1,5$  et  $s/T=0,9$  le débit de fuite est seulement divisé par 2, une coupure partielle de la couche perméable est donc sans intérêt.

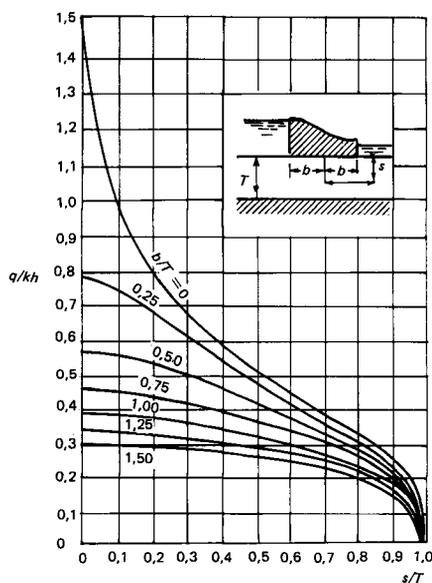


Fig. 3 — Abaque de calcul des débits de fuite sous une digue étanche avec ou sans parafouille (d'après Polubarinova Kochina, Theory of ground water movement, 1962, Briston University Press).

Deux solutions ont donc été proposées :

- une coupure étanche ancrée dans le substratum imperméable et prolongée en rive droite jusqu'au niveau du sondage F<sub>5</sub>;
- un étanchement de bassin de la retenue au moyen par exemple d'un film plastique. Cette solution n'a pas été étudiée en détail, mais un ordre de grandeur

de l'efficacité du tapis étanche peut être trouvé en écrivant que le débit de fuite est réduit proportionnellement à la longueur du tapis étanche, soit :

$$Q_T = Q \frac{B}{L+B}$$

$Q$  : débit de fuite en l'absence de tapis étanche,  
 $Q_T$  : débit de fuite avec le tapis étanche,  
 $B$  : largeur de la digue à la base,  
 $L$  : longueur du tapis étanche.

On a calculé ainsi qu'il fallait un tapis de 80 m de long pour diviser les débits de fuite par 10.

## Dispositions constructives proposées

Pour des raisons économiques, il paraissait préférable d'adopter une solution unique à la fois pour la digue et pour le sol support. On pouvait donc imaginer deux solutions principales :

- un film plastique étanche unique à la fois pour la cuvette et comme étanchéité amont de la digue,
- un voile mince étanche, avec par exemple un coulis ciment-bentonite, réalisé depuis la crête du barrage jusqu'au substratum imperméable.

Dans les deux cas, le corps de digue peut être exécuté avec les alluvions de la cuvette sans qu'il soit nécessaire de prévoir un tapis drainant à l'aval.

Au niveau du marché, la solution voile mince ciment-bentonite a été retenue avec les critères suivants :

- épaisseur :  $e' = 0,5 \text{ m}$ ,
- perméabilité :  $k' = 10^{-8} \text{ m/s}$ .

Compte tenu de ces valeurs, les débits de fuite à travers la digue et le sol support sont divisés par 500, soit 0,022 l/s au lieu de 11 l/s. Dans le marché, ce taux de réduction des débits de fuite a été ramené à 100.

## Dispositions constructives adoptées et problèmes de fuites

La solution finalement retenue a consisté à réaliser un écran injecté, avec une seule file d'injection et un espacement de 2,5 m entre points. Le coulis était constitué d'un mélange ciment-bentonite.

Pour satisfaire les termes du marché il fallait donc que l'injection réduise la perméabilité de  $2 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$  à  $2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  sur une largeur de 2 m. Pour des alluvions, un tel résultat ne peut être obtenu qu'avec des gels de silicate et à condition de réduire l'espacement des forages d'injection disposés sur deux lignes ou même trois lignes.

Dans l'ouvrage « Injection des sols », H. Cambefort \* indique que, pour les alluvions, l'expérience montre que l'injection « permet simplement de réaliser des écrans dont la perméabilité moyenne est comprise entre  $10^{-6}$  et  $10^{-5} \text{ m/s}$  », soit vingt-cinq fois plus que la valeur requise.

\* Eyrolles, 1964.

Lors de la mise en eau, des fuites sont rapidement apparues en plusieurs points à l'aval. Ces différentes fuites ont été collectées, ce qui a permis d'évaluer les débits à 1,5 l/s environ. C'est une valeur relativement faible qui pourrait être admissible si l'alimentation en étiage était suffisante. Par ailleurs, compte tenu de la nature du matériau, on peut toujours craindre le développement d'une érosion interne dans la zone de cheminement préférentiel de l'eau.

Une nouvelle ligne d'injection a donc été réalisée, en quinconce avec la première, et un système permanent de contrôle des débits de fuite a été mis en place. On peut penser que ces injections complémentaires ont eu peu d'influence sur la perméabilité moyenne de la zone injectée; cependant, les premières observations semblent mettre en évidence une diminution des fuites les plus importantes, mais les dispositions adoptées sont trop récentes pour que l'on puisse en déduire des conclusions plus précises.

#### EXEMPLE DE PROBLÈME DE STABILITÉ DU PAREMENT AVAL D'UN BARRAGE (barrage de B)

Le barrage de B correspond à un aménagement touristique de conception assez particulière. Le plan d'eau, d'une superficie de l'ordre de 30 ha, n'a pu être réalisé sur un terrain pratiquement horizontal que grâce à la construction d'une digue périphérique de 3 m de haut en moyenne et de près de 2 km de circonférence. Les matériaux assez argileux et imperméables ont été prélevés dans le bassin même de la retenue. Des essais de perméabilité en place avaient montré que le creusement était possible sans risquer d'atteindre des horizons plus perméables.

Compte tenu de la nature des matériaux et de la faible hauteur de la digue il n'y avait a priori aucun problème majeur, en particulier, de stabilité.

Mais on le voit sur la figure 4, dans un souci d'augmenter au maximum la surface du plan d'eau, la digue a été rapprochée le plus possible des berges d'une rivière qui contourne l'aménagement, l'alimentation de la retenue se faisant par un affluent.

Après une forte crue de la rivière, des fissures ont commencé à apparaître sur les berges, puis elles ont progressé au cours du temps vers le talus aval de la digue, tout en prenant une extension de plus en plus grande en plan.

Afin de préciser l'ampleur et l'évolution des désordres, une instrumentation a été mise en place. Elle comportait (fig. 4) trois tubes piézométriques et un inclinomètre ainsi que des nivelles qui permettaient un suivi journalier des mouvements.

La figure 5 met bien en évidence l'existence d'une surface de rupture vers 7 m de profondeur et une évolution rapide en fonction du temps pouvant entraîner la ruine de l'ouvrage. Au vu de ces résultats, dès le 24 juillet 1979 (1<sup>re</sup> mesure), la décision de baisser le plan d'eau était prise.

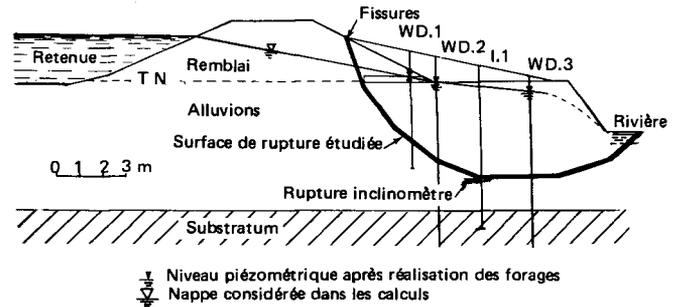


Fig. 4 — Profil en travers de la digue. Position de la surface de rupture observée et de la surface libre.

La figure 4 donne les résultats de calculs de stabilité qui ont permis de situer la surface de rupture les plus défavorables passant par les zones de mouvements observés. On notera, sur cette même figure, la position élevée de la surface libre malgré la présence du tapis drainant.

Pour expliquer le glissement, on peut proposer l'analyse suivante: le phénomène de vidange rapide de la rivière, dû à la décrue, est probablement à l'origine des mouvements.

Avant la construction du barrage, les berges ont certainement été soumises à des « vidanges rapides » sans que des désordres se soient déclarés. On peut donc supposer que c'est la modification du régime hydraulique à l'aval du plan d'eau qui a déclenché la rupture. L'évolution régressive des fissures confirme bien cette hypothèse. Le « calage » des caractéristiques mécaniques pour  $F = 1$  sur la surface de rupture de la figure 4 conduit à  $c' = 0$  et  $\phi' = 18^\circ$ .

Ce sont des valeurs très faibles pour ce type de matériau, qui ne peuvent s'expliquer que par une évolution vers des caractéristiques résiduelles à cause des grandes déformations.

L'hypothèse d'un phénomène de « renard » ne doit pas non plus être exclue. Une analogie électrique des écoulements a permis d'estimer le gradient hydraulique à 1,5 environ au voisinage de la rivière, ce qui est très supérieur aux valeurs maximales conseillées dans les argiles, soit 0,6 à 0,7. Ainsi le phénomène de renard peut expliquer l'amorce d'un glissement de pied qui serait à l'origine de la rupture progressive observée.

Cet exemple illustre bien l'importance des instabilités locales, car il est tout à fait probable qu'un calcul de stabilité générale sur la base de caractéristiques de cisaillement mesurées en laboratoire aurait conduit à des valeurs tout à fait admissibles du coefficient de sécurité.

Plusieurs systèmes de confortation ont été imaginés, en particulier le drainage des berges au moyen d'épaves ainsi qu'un allongement du tapis drainant en pied de la digue. L'amélioration du coefficient de sécurité dans les zones ayant glissé n'est que de 20%. La solution finalement retenue a consisté à éloigner la digue de 30 m environ de la crête de talus de la rivière.

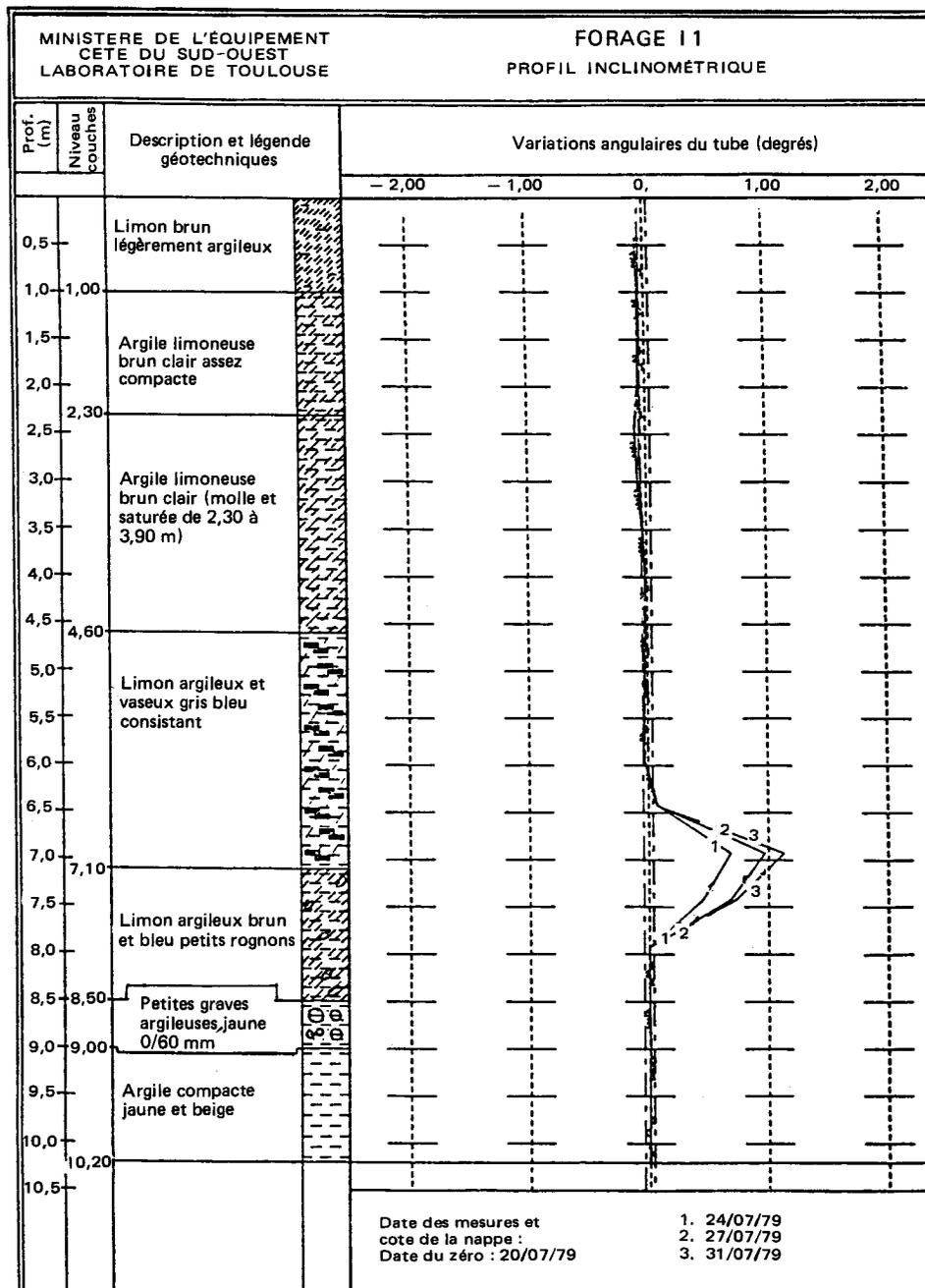


Fig. 5 — Relevés inclinométriques en fonction du temps.

### EXEMPLE DE DIFFICULTÉS D'ÉTUDES DU SOL SUPPORT

Le projet de barrage de C comporte une digue de 400 m de long et de 13 m de haut au maximum. La surface du plan d'eau prévue est de 13 hectares.

Les données géologiques du site sont a priori défavorables. En effet, le terrain naturel est le siège de circulations d'eau importantes, généralement proches de la surface mais pouvant aussi intéresser des horizons plus profonds. La coupe géotechnique est la suivante :

- 1 à 3 m de tourbe,
- 1 à 2 m de graves argileuses (avec des éléments de dimensions supérieures à 400 mm),
- à partir de 3 à 5 m une forte épaisseur d'alternance de graves argileuses et de sables argileux.

Cette dernière couche correspond soit aux formations du Pontien, soit à celles du Donaü. Dans le cas du Pontien, les dépôts sont constitués de sols argileux comportant de gros éléments quelquefois décomposés. Dans le cas du Donaü, qui est une formation ancienne du Quaternaire, la granularité peut être localement beaucoup plus grossière, et c'est généralement dans ces niveaux que l'on rencontre de fortes venues d'eau. A titre indicatif, pour illustrer le comportement hydrogéologique de ces sols, ce sont des matériaux que l'on a pu drainer facilement au moyen de drains subhorizontaux dans le cas de problèmes de stabilité de pentes.

Une reconnaissance approfondie du sol support était donc nécessaire. A cet effet, les opérations suivantes ont été réalisées au droit de la future digue :

- sept sondages à la pelle mécanique à 7 m de profondeur. Outre l'identification des sols il a été possi-

ble, en cours de foration, d'observer d'éventuelles venues d'eau importantes;

— quatre sondages carottés, dans lesquels des essais de type Lefranc ont permis de mesurer des coefficients de perméabilité compris entre  $10^{-8}$  et  $10^{-7}$  m/s;

— un essai de pompage classique à partir d'un puits de 10 m de profondeur et 1,5 m de diamètre, les mesures de rabattement étant faites dans sept piézomètres disposés sur le profil en travers correspondant à la plus grande hauteur du barrage (fig. 6). Les piézomètres n'étaient crépinés qu'en profondeur, au-dessous de la couche perméable de surface. Un rabattement moyen de 3 à 4 m a été maintenu pendant un mois au moyen d'un simple pompage quotidien. On a pu ainsi mesurer  $k = 2 \cdot 10^{-7}$  m/s et un rayon d'action  $R = 10$  m.

Cet essai, un peu exceptionnel pour un petit barrage, a permis sur une assez grande échelle d'écartier le risque de l'existence d'un horizon perméable continu qui aurait pu être dangereux pour la stabilité de l'ouvrage à cause des phénomènes d'érosion interne et de risques de soulèvement en pied de barrage. Ce problème principal de perméabilité du sol support étant résolu, on pouvait donc concevoir une structure de digue relativement simple (fig. 7) :

— la purge des matériaux de surface, tourbes et grèves argileuses perméables, est évidemment nécessaire,

— la bêche, destinée à améliorer l'étanchéité au niveau des terrains de surface, permet aussi de vérifier l'absence d'horizons drainants superficiels non détectés lors de la reconnaissance,

— le tapis drainant en pied et la protection du parement amont correspondent à des dispositions classiques pour une digue homogène,

— les pentes de talus proposées correspondent à un coefficient de sécurité de 1,5 en vidange rapide et de 1,6 pour le talus aval.

Le problème principal reste celui de la mise en œuvre des matériaux qui en place ont des teneurs en eau

beaucoup trop fortes (31,5 % en moyenne, alors que la traficabilité n'est possible qu'en dessous de 26 %). Seul un traitement entre 2 et 4 % de chaux permettrait la réalisation du chantier.

Comme le montrent les résultats ci-après, le traitement à la chaux améliore très sensiblement les caractéristiques mécaniques des matériaux compactés (à 95 % de l'OPN) :

- sol non traité  $c' = 20$  kPa,  $\phi' = 29^\circ$
- sol traité à 2 % de CaO  $\left\{ \begin{array}{l} c' = 160 \text{ kPa, } \phi' = 33^\circ \text{ (pic)} \\ c' = 20 \text{ kPa, } \phi' = 33^\circ \end{array} \right.$

Pour le matériau traité, l'écart important entre la résistance de pic et le palier de grande déformation met bien en évidence la fragilité du matériau traité.

Par ailleurs, on a vérifié que le traitement à la chaux a pour effet d'augmenter sensiblement la perméabilité du matériau :

- matériau non traité  $k = 2 \cdot 10^{-8}$  m/s
- matériau traité à 2 % de CaO  $\left\{ \begin{array}{l} 25 \text{ j de cure : } \\ k = 1,3 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \\ 75 \text{ j de cure : } \\ k = 1,2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \end{array} \right.$
- matériau traité à 4 % de CaO  $\left\{ \begin{array}{l} 27 \text{ j de cure : } \\ k = 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \\ 75 \text{ j de cure : } \\ k = 6,8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \end{array} \right.$

### PROBLÈMES PARTICULIERS POSÉS PAR UN BARRAGE ÉCRÊTEUR DE CRUES (barrage de N)

Un barrage écrêteur de crues a un fonctionnement hydraulique spécifique pour chaque site. Normalement, cet aspect ne concerne pas le géotechnicien; toutefois une bonne définition des principes permettra généralement de mieux adapter le projet au site étudié.

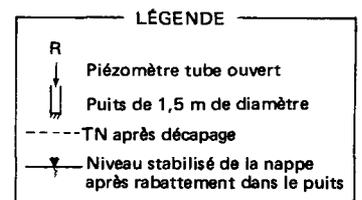
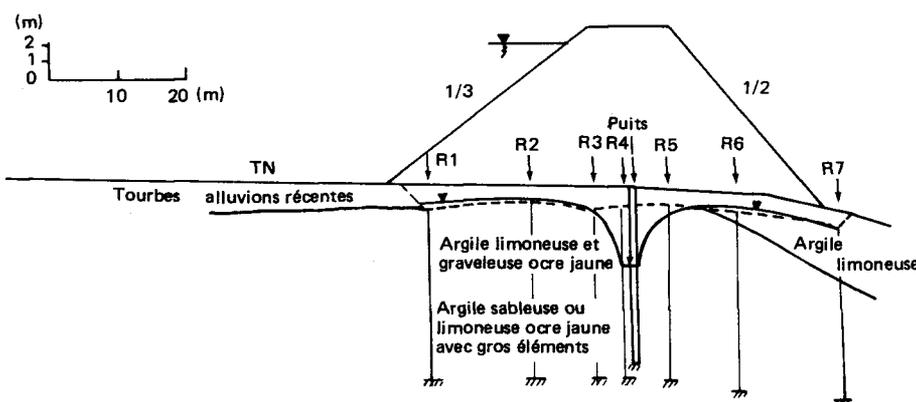


Fig. 6 — Profil en travers de la digue et implantation des puits et des piézomètres pour l'essai de pompage.

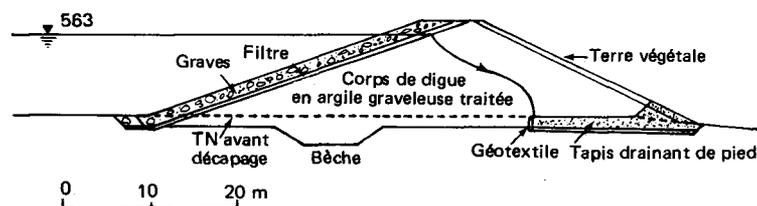


Fig. 7 — Profil type de la digue.

Le fonctionnement idéal consiste à stocker le maximum d'eau tout en évacuant à l'aval un débit régulé à la valeur maximale admissible par le chenal. La combinaison simple barrage en terre-vidange de fond-évacuateur de crues est très éloignée de ce fonctionnement idéal :

- si la vidange de fond ne comporte pas une vanne régulée, le débit d'exhaure croît avec la charge, ce qui ne permet pas d'utiliser au mieux les capacités d'évacuation à l'aval et réduit d'autant le stockage utile;

- un évacuateur de crues largement dimensionné est indispensable afin d'exclure tout risque de submersion de la digue en terre. Lorsque l'évacuateur est constitué d'un simple seuil déversant, ses dimensions et en particulier la cote de la crête du seuil doivent être telles que la crue maximale envisagée puisse s'écouler; mais, dans ces conditions, la capacité totale du bassin ne sera utilisée que pour la crue maximale, ce qui est irrationnel. Dans ce cas aussi, une vanne régulée permet d'imaginer un fonctionnement plus satisfaisant de l'évacuateur de crues.

Selon l'importance du barrage et en particulier sa longueur, l'aménagement comprendra une digue et un ouvrage de décharge, ou bien un simple barrage mobile qui assurera la triple fonction barrage-décharge-régulation des débits et des hauteurs.

Dans l'exemple du barrage écreteur de crues de N l'étréoussse du chenal à l'emplacement envisagé pour le barrage se prêtait bien à la solution « barrage mobile » dont quelques-uns des problèmes spécifiques vont être maintenant examinés.

Le ruisseau concerné a un régime de type méditerranéen. Il est le plus souvent à sec, mais la montée des eaux peut être extrêmement brutale et atteindre pour la crue centennale un débit de  $165 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'aménagement du chenal à l'aval permet d'évacuer un débit maximal de  $21 \text{ m}^3/\text{s}$ . Une autre contrainte dans le projet est liée à la présence d'une ligne importante de la SNCF, ce qui impose de façon stricte un niveau d'eau à ne pas dépasser.

Dans l'étude d'un tel ouvrage, on retrouve un certain nombre de problèmes spécifiques des digues qui demandent le même type d'investigation, en plus de celle plus adaptée à l'étude d'une fondation.

La figure 8 donne le profil géotechnique des sols au droit de l'ouvrage. Il s'agit généralement de sables fins graveleux ou argileux. A priori, la perméabilité du sol support est sans importance, de forts débits de fuite étant sans conséquence sur le fonctionnement d'un barrage écreteur de crues.

Mais, dans le cas décrit ici, un matériau sableux pose surtout le problème de l'érosion interne. L'écran étanche, tel qu'il est représenté sur la figure 9 n'a donc été proposé que pour éviter ce risque. Cet écran pourrait être constitué d'un rideau continu en ciment-bentonite.

On notera sur la figure 9 que l'écran étanche déborde de part et d'autre du barrage. Compte tenu de la nature des matériaux on peut craindre en effet un

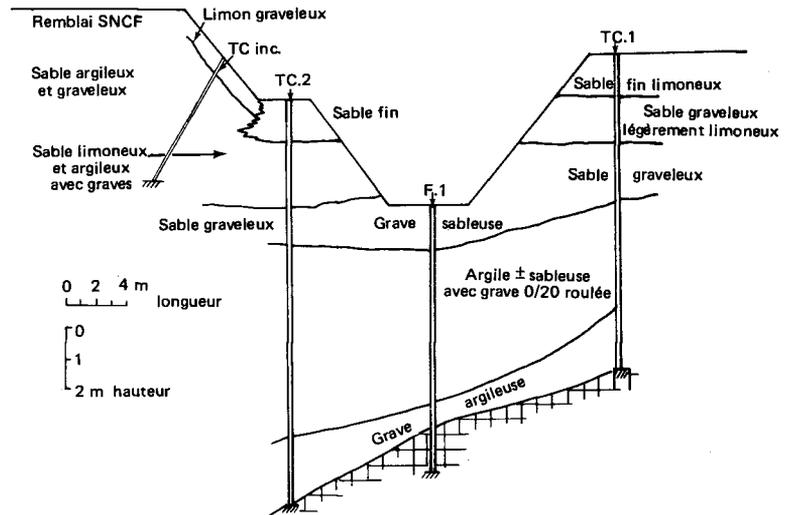


Fig. 8 — Profil en travers géotechnique au droit du barrage.

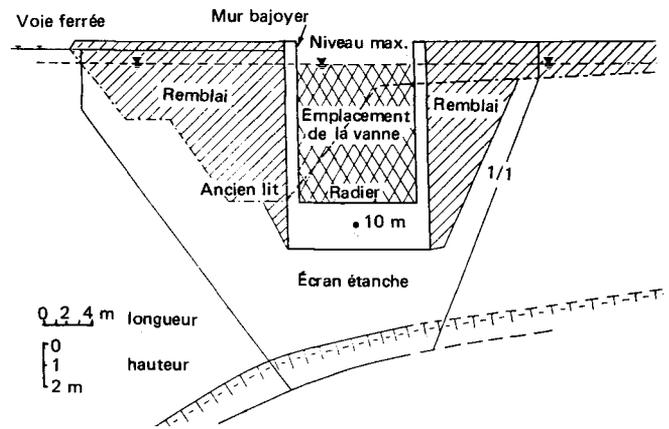


Fig. 9 — Profil en long schématique d'un barrage mobile.

contournement et une érosion interne qui serait amorcée à partir des berges de la rivière à l'aval du barrage.

L'écoulement par contournement a été étudié de manière simplifiée par analogie électrique en supposant au niveau du fond du lit actuel (fig. 9) un écoulement horizontal, dont les conditions aux limites seraient une charge de 6 m d'eau à l'amont et zéro à l'aval. On retrouve dans cette schématisation le problème classique d'un écoulement autour d'un parafouille mais avec un potentiel égal à la pression, puisque la cote est constante.

On a montré ainsi que la longueur de l'écran latéral de la figure 9 est théoriquement insuffisante vis-à-vis du gradient critique d'érosion interne pour ce type de matériau. Le problème a été résolu non pas en allongeant l'écran, mais en protégeant les berges à l'aval avec un masque qui, de toute façon, était nécessaire pour assurer la stabilité vis-à-vis des forces hydrodynamiques.

La figure 10 donne un profil en travers schématique au droit du barrage mobile. On notera la position à l'amont de l'écran d'étanchéité. Cette disposition s'est avérée avantageuse du point de vue de la stabilité de

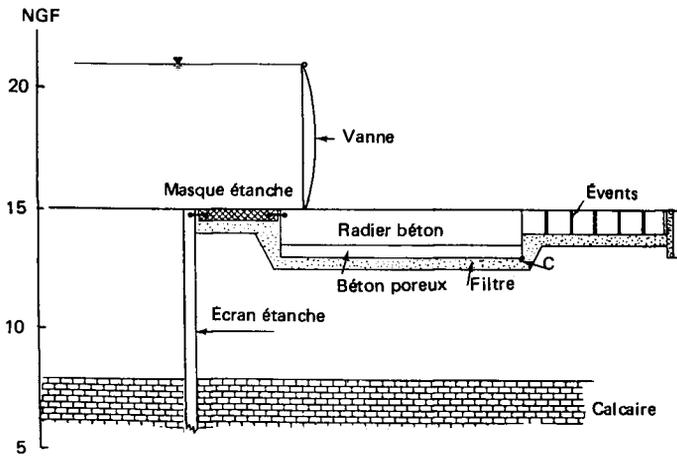


Fig. 10 — Profil en travers schématique du barrage mobile.

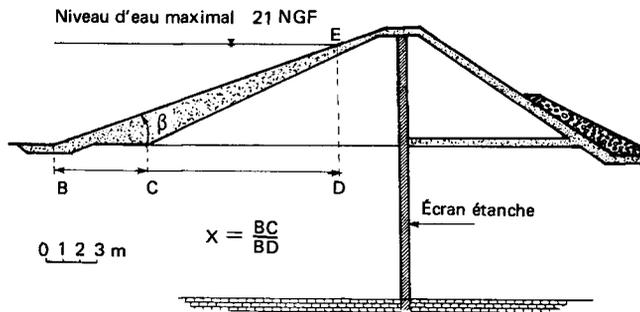


Fig. 11 — Profil en travers type de la digue en terre.

l'ouvrage au glissement. En effet, dans ce cas la poussée hydrostatique ne s'exerce que sur la hauteur de la vanne. Si, au contraire, l'écran étanche est placé sous le radier, la poussée hydrostatique s'exerce en plus sur toute l'épaisseur du radier ce qui, dans le cas étudié, multiplierait les efforts horizontaux par 1,8.

Les remblais situés de part et d'autre du barrage mobile ont été étudiés de la même manière que pour une digue en terre. La figure 11 donne un profil en travers de principe.

Côté amont, un choix économique doit être effectué entre un masque d'épaisseur importante ou une pente de talus faible, qui a pour conséquence d'augmenter la longueur des murs en retour.

Côté aval, compte tenu de l'étroitesse du chenal, le niveau d'eau peut être important et varier rapidement à la décrue, il est donc paradoxalement nécessaire d'étudier la stabilité en « vidange rapide ». Le masque en enrochements est nécessaire pour éviter les risques d'affouillements en pied de barrage.

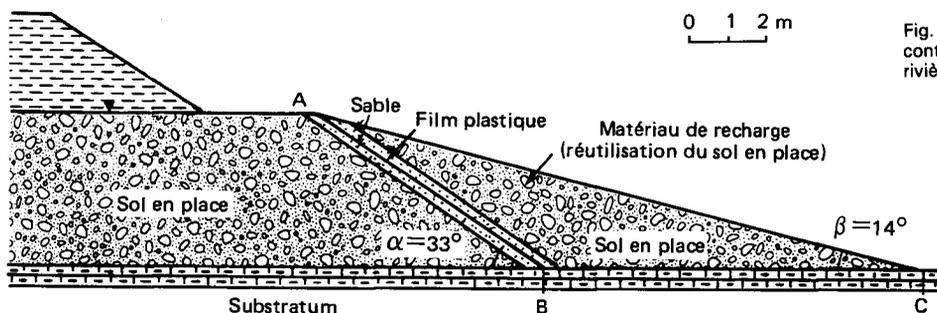


Fig. 13 — Protection du film plastique étanche contre les sous-pressions en cas de crue de la rivière, le plan d'eau étant vide.

Enfin, la proximité du remblai de la voie ferrée a nécessité d'examiner deux problèmes, d'une part vérifier l'insensibilité des matériaux aux variations de teneur en eau et d'autre part dimensionner un masque garantissant la stabilité en vidange rapide.

## PROBLÈMES DES BARRAGES POUVANT FONCTIONNER DANS LES DEUX SENS

Dans certains cas particuliers, un barrage peut être conçu pour fonctionner dans les deux sens. Par exemple c'est le cas des digues de rétablissement des communications de l'aménagement qui ont pour rôle de maintenir un plan d'eau pour des raisons touristiques lorsque la retenue principale est vide, mais qui peuvent aussi exceptionnellement avoir un rôle inverse.

La figure 12 donne un autre exemple d'aménagement où le barrage, exceptionnellement, peut fonctionner en sens inverse. Le projet comprend une voie sur berge qui localement sert de barrage pour un petit plan d'eau touristique d'un hectare et demi environ. Le terrain naturel est constitué d'alluvions graveleuses très perméables ( $k \sim 10^{-2}$  m/s) reposant sur le substratum compact assez imperméable dans la zone étudiée ( $k = 2 \text{ à } 6 \cdot 10^{-6}$  m/s d'après des essais Lefranc dans cinq forages).

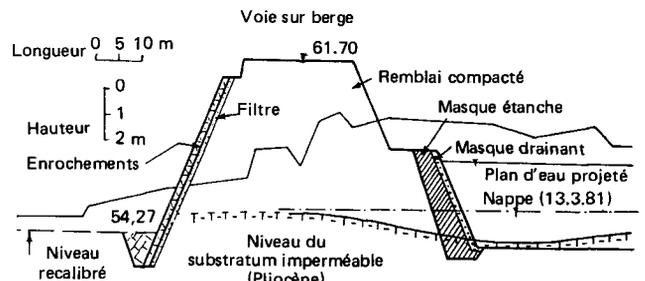


Fig. 12 — Profil géotechnique d'un aménagement où le barrage peut fonctionner dans les deux sens.

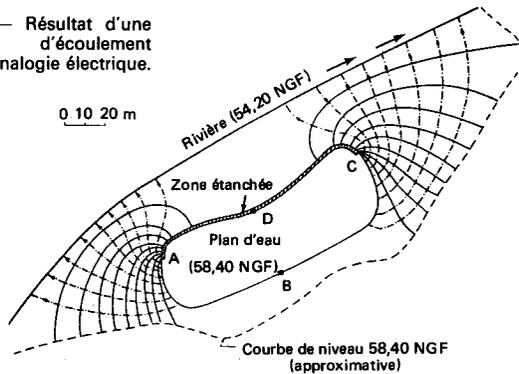
L'exploitation des graves jusqu'au niveau du substratum permet donc la réalisation du plan d'eau, à condition de réaliser un masque étanche entre le bassin et la rivière. Un film plastique étanche ou bien un masque en argile compactée permettent de résoudre simplement le problème.

La rivière bordant l'aménagement a un régime méditerranéen avec des crues extrêmement subites. On

peut donc se trouver dans la situation où le plan d'eau est vide au moment d'une crue exceptionnelle de la rivière. Pour éviter les désordres dus aux sous-pressions à l'arrière de l'écran étanche, on peut imaginer soit un système de remplissage automatique de la retenue pendant la montée des eaux, soit la mise en place d'une surcharge qui assure la stabilité de l'écran. La figure 13 donne le schéma d'une protection au moyen d'une surcharge. On peut vérifier la stabilité du coin ABC en écrivant l'équilibre des forces; on peut aussi utiliser des programmes de calcul en rupture non circulaire tel que PETAL.

Enfin, il est nécessaire de préciser la longueur de la zone à étancher en fonction des débits de fuite admissibles. Le problème tridimensionnel a été

Fig. 14 — Résultat d'une simulation d'écoulement plan par analogie électrique.



ramené à un problème plan dans lequel on suppose l'épaisseur de la nappe constante, ce qui revient à négliger la courbure des lignes de courant selon la troisième dimension. On peut ainsi simuler l'écoulement par analogie électrique.

La figure 14 donne un exemple de réseau d'écoulement qui permet d'estimer les débits de fuite compte tenu des hypothèses simplificatrices faites.

Le débit total est donné par la relation :

$$Q = k \cdot H^2 \frac{N}{E} \cdot \frac{m}{n}$$

- $k$  : coefficient de perméabilité ( $10^{-2}$  m/s),
- $H$  : épaisseur de la nappe (supposée constante,  $H = 4,2$  m),
- $N$  : nombre de tubes courant (ici  $N = 18$ ),
- $E$  : nombre d'intervalles entre équipotentielles (ici  $E = 10$ ),
- $\frac{m}{n}$  : rapport géométrique constant de la largeur d'un tube de courant divisé par la distance entre deux équipotentielles (en général on prend  $m/n = 1$ ).

On calcule ainsi  $Q \sim 320$  l/s. Il ne s'agit bien sûr que d'un ordre de grandeur qui dans le cas du projet étudié est inadmissible. La même méthode a permis d'ajuster la longueur de l'écran à des débits de fuite beaucoup plus faibles.





# Les bassins de Maurepas-Courance et des Roussières

## Présentation

Jean-Pierre BOGAERT  
Ingénieur principal au syndicat communautaire  
de l'aménagement de l'agglomération de la ville nouvelle  
de Saint-Quentin-en-Yvelines (SCAAN)

Jean NALLET \*  
Directeur technique de l'Etablissement public  
de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines

*La maîtrise du ruissellement des eaux de pluie demeure une contrainte pour le développement de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines. En effet, partant d'un faible ruissellement en milieu rural, il faut contrôler et évacuer par des ouvrages de régulation le fort ruissellement induit par l'urbanisation.*

*Les infrastructures d'assainissement étaient des plus succinctes car le cadre naturel suffisait à lui seul à assurer les besoins. Tout était donc à faire pour permettre l'installation et le développement de zones d'habitation, de commerce, d'activités, de sports et de loisirs.*

*Le site se prête assez mal à l'élimination des eaux pluviales, puisque son éloignement d'un cours d'eau à débit important (la Seine) représente une distance à vol d'oiseau de 30 km.*

*D'autre part, sa position sur le plateau de Trappes ne favorise pas non plus de grands écoulements. En effet, malgré la présence de nombreux thalwegs à son pourtour, les possibilités sont faibles car ces thalwegs ne donnent naissance qu'à de minuscules ruisseaux incapables d'absorber les débits importants provenant de l'urbanisation.*

*Cette constatation est d'une importance capitale car elle entraîne des conséquences lourdes tant sur le plan physique que sur le plan financier. Cela a donc conduit à construire des réservoirs naturels destinés à écrêter les pointes pour ne restituer ensuite qu'un faible débit compatible avec la capacité d'accueil des exutoires. Ainsi, à terme, une trentaine de bassins seront construits afin de stocker et réguler environ 2 000 000 de mètres cubes d'eau. Ces réservoirs sont situés directement à l'aval des zones urbanisées, soit sur le plateau, soit dans les vallées. Ils sont calculés pour des orages de fréquence cinquantenaire ou centenaire et peuvent être soit des « bassins secs » soit des « bassins en eau ».*

*Certains bassins ont été réalisés en « bassins secs » mais de plus en plus les nouvelles retenues sont du type « bassins en eau ». Cela s'explique aisément car la fonction hydraulique viennent se superposer des fonctions de détente et de loisirs dues à l'utilisation des plans d'eau.*

\* Actuellement au BCEOM.

*Les sites dans lesquels sont implantés les ouvrages de Maurepas-Courance et des Roussières nous a permis, dès le début, de retenir des bassins en eau.*

*Conçues par le même bureau d'étude, les deux digues sont de type homogène, en limon, avec un dispositif de drainage identique : tapis, cheminée drainante et puits de décharge.*

*Digues importantes, puisqu'elles se situent à la limite des grands barrages; elles ont été équipées d'un système d'auscultation et de surveillance développé car leur défaillance mettrait en jeu la sécurité publique.*

*Le Laboratoire régional de l'Ouest parisien a reçu pour mission de prévoir et de suivre l'évolution du corps de digue. Cette mission a débuté avec la construction et a été étendue, par la suite, à l'exploitation.*

*Les articles de MM. Baldit, Delfaut, Jardin du LROP et MM. Josseaume et Mahdavi du LCPC exposent les méthodes employées pour mener à bien ces études et les résultats du suivi.*

*Ces constatations ont été complétées par des études théoriques, notamment par l'analogie électrique et par des méthodes numériques pour la détermination du réseau d'écoulement à travers le corps de digue et de son support afin d'apprécier l'anisotropie des sols.*



## Constatations sur la digue de Maurepas-Courance

Abel DELFAUT  
Assistant

Jean JARDIN  
Ingénieur

Robert BALDIT  
Technicien supérieur

Laboratoire régional de l'Ouest parisien

### RÉSUMÉ

Le bassin de retenue de Maurepas-Courance s'inscrit dans un programme d'aménagement de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines ; il s'agit d'une retenue d'orages faisant office de bassin tampon pour les eaux pluviales du plateau dont l'urbanisation a accru les débits de pointe du ru existant en fond de vallée.

La mission confiée au LROP a été orientée plus spécialement vers le suivi du comportement du corps de digue durant la phase de construction et ensuite après la mise en service. Pour cela, il a été nécessaire d'équiper deux profils en travers de la digue en cellules de pression interstitielle, de tassomètres et de tubes piézométriques. Des mesures optiques sur des repères bétonnés ont été effectuées afin d'apprécier les déplacements du corps de digue.

L'article rend compte des principaux résultats obtenus lors de la construction de la digue, de la mise en eau et de l'exploitation du bassin.

Pour essayer de comprendre le fonctionnement hydraulique réel de l'ouvrage, il a paru intéressant de rapprocher les constatations des premières analyses théoriques faites dans le cadre d'une recherche sur l'anisotropie des limons utilisés en corps de digue. On verra que l'on n'est pas parvenu à des conclusions nettes, et combien il est difficile de tenir compte de la complexité des phénomènes réels dans les études théoriques à fortiori au stade d'un projet.

**MOTS CLÉS :** Barrage en terre - Pression interstitielle - Perméabilité - Alluvions - Consolidation - Tassement - Mesure - Déplacement - Stabilité - Piézomètre - Auscultation - Sous sol - Modèle analogique - Écoulement (fluide) - Isotropie - Limon - Drainage - Digue - Bassin d'orage.

La retenue de Maurepas-Courance s'inscrit dans le plan d'aménagement du réseau hydrographique du plateau de Trappes. L'urbanisation de la région, par la création de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines, a entraîné progressivement l'imperméabilisation d'importantes surfaces conduisant ainsi à l'évacuation de quantités croissantes d'eau de ruissellement vers les rus existants; or ceux-ci n'ayant pas une capacité suffisante pour écrêter les pointes, il s'est avéré indispensable de créer des retenues d'eau le long de leur tracé. Ces bassins tampons permettent l'accumulation des eaux pendant les fortes pluies puis la restitution lente dans le cours d'eau.

On dénombre une quinzaine de retenues construites sur le plateau de Trappes. Elles sont toutes de moyenne et petite importance, les hauteurs des digues varient entre 3 et 15 m; celles de Maurepas et du centre ville (digue C) sont les plus importantes par leur capacité et par la hauteur de la retenue.

Le bassin de Maurepas est caractérisé par une hauteur de retenue normale en pied de digue (vidange de fond) de 10 m et celle des plus hautes eaux (niveau du déversoir) de 14 m; la capacité de stockage aux deux niveaux est respectivement de 213 000 m<sup>3</sup> et de 393 000 m<sup>3</sup> sur une superficie de plan d'eau, à la retenue normale, de 4,9 ha.

La hauteur maximale de la digue est de 15,5 m (revanche de 1 m) avec une largeur en tête de 4 m et une longueur de 245 m.

## CADRE D'INTERVENTION DU LABORATOIRE

Les missions confiées au Laboratoire régional de l'Ouest parisien visaient :

— à définir le site géologique de l'ouvrage et plus particulièrement celui de la future digue : il s'agissait d'une étude préliminaire s'appuyant sur des investigations en nombre limité; cette étude géologique a été toutefois complétée par quelques essais de laboratoire (cisaillement et compressibilité);

— à mettre en place et à suivre des appareils de mesure : sondes de pression interstitielle, tassomètres, piézomètres installés dans le corps de digue et dans le sol de fondation.

Les études géotechniques complémentaires nécessaires à la conception de la digue et des ouvrages en béton armé ont été assurées par le Bureau d'ingénieurs-conseils Coyne et Bellier. Cet organisme a d'ailleurs, par la suite, servi de conseil à l'entreprise adjudicataire (Viafrance) et au maître d'œuvre (DDA des Yvelines), le laboratoire ayant obtenu parallèlement une prestation directe avec le maître d'ouvrage délégué (EPA de Saint-Quentin-en-Yvelines) et par la suite avec le Syndicat Intercommunal (SCAAN).

L'article a pour objet de décrire l'ouvrage et son comportement pendant et après l'exécution, en s'attachant particulièrement à comparer ce dernier avec les prévisions.

## SITE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est implanté dans la vallée de la Courance, thalweg orienté SE-NO qui entaille le plateau du Hurepoix au nord du village de Maurepas (fig. 1 et 2). La vallée dans l'axe de l'ouvrage accuse une asymétrie assez marquée : sur le versant, du côté droit, exposé au sud-ouest, la pente moyenne est de l'ordre de 20 % alors que sur le versant du côté gauche, exposé au nord-est, la pente n'est que de 12 %; celle du fond de thalweg peut être estimée à 2,5 % en moyenne.

Le versant le plus raide est boisé (bois de Maurepas) tandis que le versant à pente plus douce est à vocation agricole. A l'origine, il existait un étang dont le niveau se situait à une cote voisine de l'émergence de la nappe phréatique (nappe des sables de Fontainebleau) et qui avait, jadis, desservi un moulin dont on pouvait encore apercevoir les ruines.

Fig. 1 —  
Plan de situation.

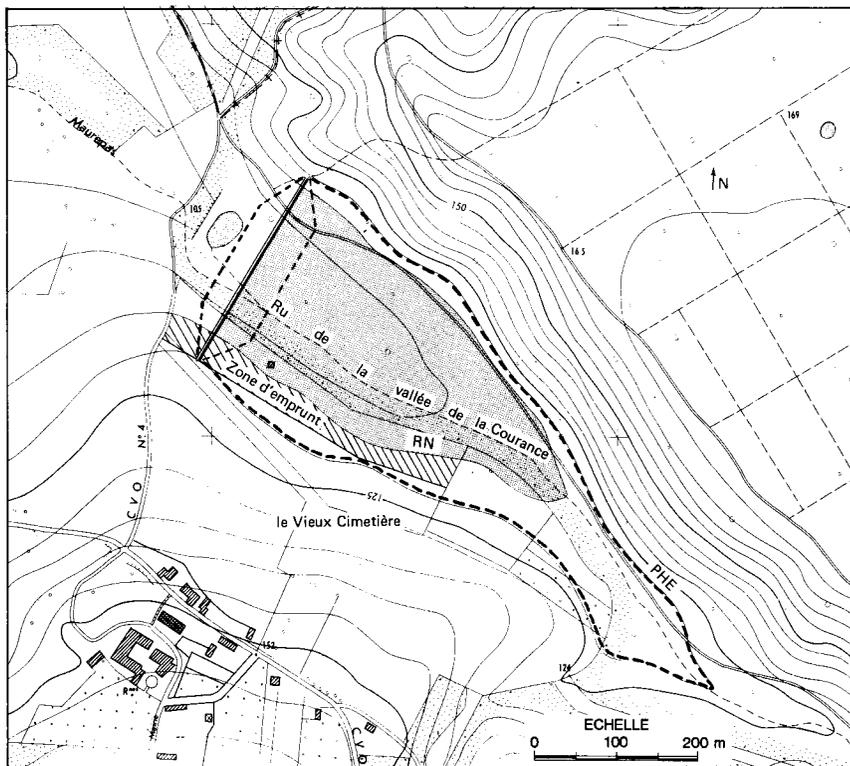


Fig. 2 — Site de l'ouvrage.

La présence de cette retenue a amplifié considérablement le caractère marécageux de cette zone en favorisant des dépôts de nature variée : vases, débris végétaux...

## SITE GÉOLOGIQUE

La reconnaissance du site, si l'on regroupe toutes les phases d'intervention, y compris celle de l'entreprise, a nécessité l'exécution des sondages et essais suivants :

- dix sondages carottés profonds de 20 à 30 m dont sept équipés de piézomètres;
- sept sondages à la tarière tous équipés de piézomètres;
- douze sondages destructifs dont trois ont été accompagnés d'essais pressiométriques;
- vingt-six sondages de pénétration dynamique;
- quinze sondages au pressio-perméamètre;
- un essai de pompage en rive droite.

## Lithostratigraphie

On trouve ici la série stratigraphique régionale complète, à savoir : au sommet des flancs de la vallée, les calcaires et meulière de Beauce qui déterminent l'entablement du plateau à la cote voisine de 170 NGF, puis les formations des sables de Fontainebleau (60 m d'épaisseur) dont l'affleurement est recouvert d'un tapis d'éboulis argilo-sableux. Les sables reposent sur un support marneux composé des argiles à cérithes, des marnes à huîtres, d'une séquence calcaire que l'on peut attribuer au calcaire de Brie, des marnes vertes et des marnes supragypseuses.

Le fond du thalweg est comblé par les alluvions du ru. Leur structure est complexe, comme en témoigne le profil de la vallée sur la figure 3.

Les premiers alluvionnements ont été déposés sur les argiles à cérithes sous forme de lentilles provenant de matériaux érodés à l'amont : on distingue dans la vallée, mélangés pèle-mêle, des sables fins plus ou moins propres et organiques et des argiles sableuses (anciennes vases), le tout contenant des niveaux plus grossiers de débris siliceux (meulière) formant parfois de véritables lits de graviers inclus dans ces alluvions fines. Ces derniers alluvionnements ont amené des niveaux tourbeux et des vases molles dans lesquelles se trouvaient emprisonnés des débris végétaux.

## Hydrogéologie

Le ru de la Courance sert d'exutoire, dans la partie du projet, à une ligne de sources qui apparaît à la cote 111 NGF sur le versant droit, et à la cote 113 NGF sur le versant gauche. Cet écart du niveau provient certainement de la pente différente des versants, mais aussi de la présence d'horizons argileux au sein des sables de Fontainebleau qui servent localement de guide support à la nappe aquifère la faisant déboucher à des endroits légèrement différents selon ses ondulations.

Les gradients hydrauliques caractérisant le rabattement de la nappe dans le fond du thalweg sont de l'ordre de 80/1000 sur les deux versants (en toute rigueur le gradient rive droite est légèrement plus fort que celui de la rive gauche, de 5/1000) et de 15/1000 en fond de vallée.

La principale alimentation du ru provient du rabattement de la nappe des sables de Fontainebleau, ce qui maintient ainsi un débit permanent; le reste peut être

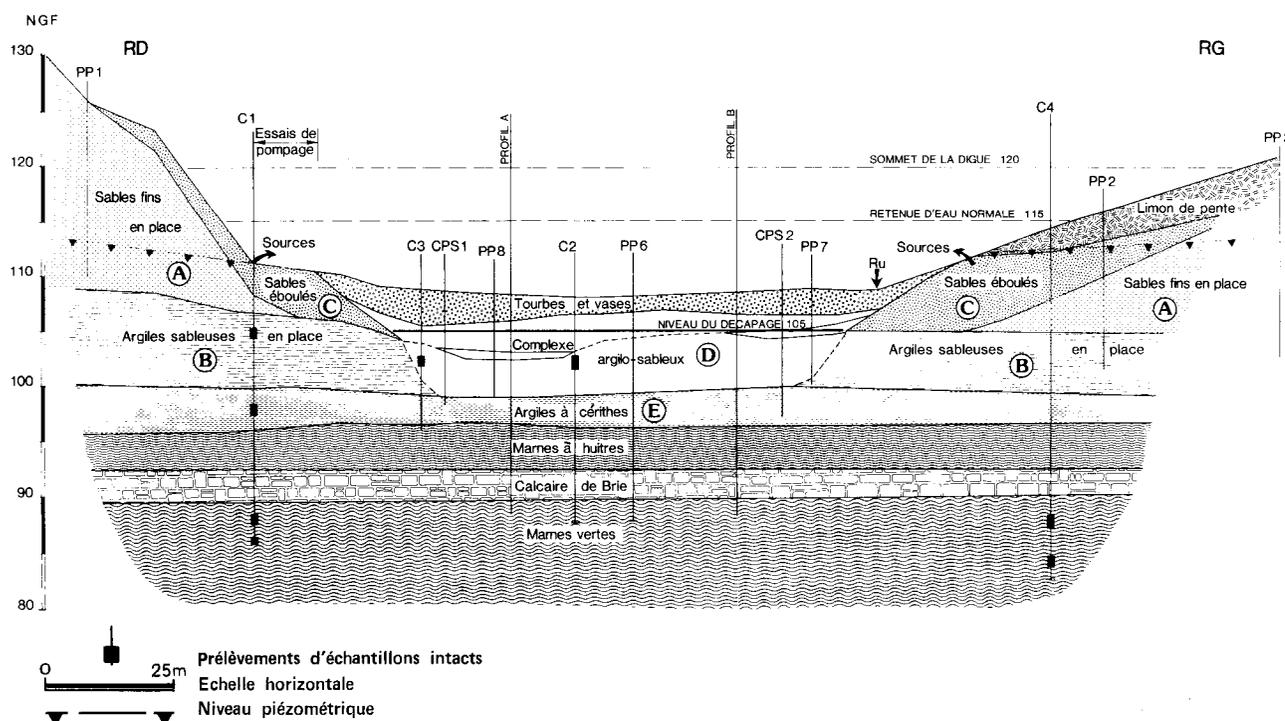


Fig. 3 — Profil géologique en travers de la vallée suivant l'axe longitudinal de la digue.

attribué aux eaux de drainage du plateau, aux eaux de ruissellement le long des pentes et à celles de l'artésianisme de la nappe des calcaires de Brie. Ce dernier point mérite une attention toute particulière, car il conditionne pour une part le régime hydraulique du site de l'ouvrage : les piézomètres profonds (20 m et plus) indiquent un niveau d'eau à la cote 109,20 NGF, tandis que les piézomètres courts (10 m) donnent un niveau proche du TN vers 108 NGF.

Deux types d'essais pour la mesure de la perméabilité en place ont été réalisés :

- des essais ponctuels au pressio-perméamètre Ménard effectués dans quinze sondages ont permis de différencier les couches du point de vue de leur perméabilité horizontale (fig. 4);
- un essai de pompage en rive droite a permis de déterminer globalement la perméabilité des sables roux légèrement argileux qui affleurent à l'émergence de la nappe et qui ont servi d'appui à la digue. Cet essai a été réalisé par le bureau d'étude Burgeap.

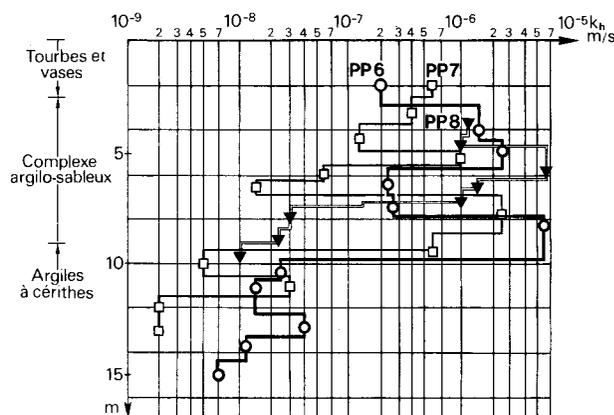


Fig. 4 — Profils de perméabilité du sol de fondation du corps de digue.

La nappe a été testée sur une hauteur de 5,50 m au moyen d'un forage équipé en puits : sept piézomètres d'observations ont été mis en place à distance variable du point de pompage.

L'interprétation des essais par la méthode de Theis a conduit à un coefficient de perméabilité horizontal compris entre  $6,5$  et  $8 \times 10^{-6}$  m/s; la valeur moyenne est donc voisine de  $7 \times 10^{-6}$  m/s.

Le tableau I récapitule par familles de sol les perméabilités horizontales mesurées au pressio-perméamètre dans les sols rencontrés en fond de vallée.

*NOTA.* — Un essai en laboratoire sur éprouvette œdométrique (perméabilité verticale) d'un échantillon du complexe sablo-argileux (faciès d'argile sableuse) a donné une valeur de  $0,7 \times 10^{-7}$  m/s à la pression normale des terres (cote 108 NGF).

Dans la couche alluvionnaire du complexe sablo-argileux, on distingue des familles : les sables argileux de coefficient de perméabilité moyen  $k_h = 1,6 \times 10^{-6}$  m/s pour trente et une valeurs et les passages graveleux ou sableux de coefficient de perméabilité moyen  $k_h = 1,7 \times 10^{-5}$  m/s pour cinq valeurs. Le rapport du nombre de valeurs de chaque milieu reflète leur importance respective dans la couche.

A l'examen du tableau I, on peut émettre les conclusions suivantes :

- les coefficients de perméabilité moyens des sables de Fontainebleau éboulés et en place sont dans un rapport inférieur à 10;
- les coefficients de perméabilité moyens du complexe sablo-argileux et des argiles à cérithes sont dans un rapport voisin de 100. L'horizon des argiles à cérithes constitue hydrauliquement le support « imperméable »;
- la grande dispersion des coefficients de perméabilité du complexe sablo-argileux qui sert de fondation à la digue est significative de l'hétérogénéité du milieu. La présence de passages graveleux peut déterminer des circulations préférentielles d'écoulements;
- les argiles à cérithes, base du sable de Fontainebleau, sont deux cent cinquante fois plus imperméables que le sable de Fontainebleau argileux en place.

### Comportement mécanique des terrains

Les essais de comportement sur le site ont été peu nombreux; ils concernent la couche alluvionnaire. Ils ont été effectués à l'occasion de l'étude préliminaire, dont l'objectif n'était pas de justifier la conception de l'ouvrage en terre, mais d'entrevoir les dispositions à prendre pour assurer globalement la stabilité de l'ouvrage.

Les résultats des essais de cisaillement sont regroupés dans le tableau II et les caractéristiques de compressibilité dans le tableau III.

TABLEAU I. — Perméabilités horizontales (pressio-perméamètre).

Nature du sol		Nombre d'essais	$k_{h \text{ mini}}$ (m/s)	$k_{h \text{ maxi}}$ (m/s)	$k_{h \text{ moyen}}$ (m/s)	$\frac{k_{h \text{ maxi}}}{k_{h \text{ mini}}}$
Sable fin en place	<b>A</b>	25	$6 \times 10^{-7}$	$1,8 \times 10^{-5}$	$4,5 \times 10^{-6}$	30
Argiles sableuses en place	<b>B</b>	28	$2,8 \times 10^{-7}$	$10^{-5}$	$2,1 \times 10^{-6}$	35
Sables fins éboulés	<b>C</b>	12	$9 \times 10^{-7}$	$2 \times 10^{-5}$	$6,1 \times 10^{-6}$	22
Complexe sablo-argileux	<b>D</b>	36	$7 \times 10^{-9}$	$3,5 \times 10^{-5}$	$1,8 \times 10^{-6}$	5000
Argiles à cérithes	<b>E</b>	21	$2 \times 10^{-9}$	$5 \times 10^{-8}$	$2,4 \times 10^{-8}$	25

TABLEAU II.  
Paramètres  
de cisaillement.

	Nature du sol	Prélèvement	w (%)	Cisaillement à la boîte UU (*)	Cisaillement à la boîte CD	Cisaillement au scissomètre de chantier (kPa)	
	Tourbe limoneuse	CPS 1 - 1,00 m	105			10	
		CPS 2 - 0,50 m	55			13	
	Tourbe	CPS 1 - 1,80 m	312			10	
Complexe sablo-argileux	Sable vasard	CPS 1 - 2,00 m	30	$\phi_{uu} = 34^\circ$ $c_{uu} = 10 \text{ kPa}$ $\phi_{uu} = 31^\circ$ $c_{uu} = 10 \text{ kPa}$			
		- 3,00 m	30				
	Argile sableuse	CPS 1 - 4,00 m	19				$\phi_{uu} = 30^\circ$ $c_{uu} = 20 \text{ kPa}$
		CPS 2 - 1,50 m	20				$\phi_{uu} = 32^\circ$ $c_{uu} = 20 \text{ kPa}$
		- 2,00 m	19				$\phi_{uu} = 34^\circ$ $c_{uu} = 20 \text{ kPa}$
Argile sableuse avec graviers	CPS 2 - 3,00	20		$\phi' = 36^\circ$ $c' = 0$			
Argiles sableuses	Sable argileux	C <sub>1</sub>	29		$\phi' = 35^\circ$ $c' = 0$		

(\*) Essais UU effectués selon le mode opératoire. La détermination d'un angle de frottement indique un drainage au moment de l'essai en raison de la nature sableuse des sols.

TABLEAU III. – Paramètres de compressibilité.

Nature du sol		Prélèvements	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_p$ (kPa)	$C_s$	$C_c$
Argiles sableuses	B	C <sub>1</sub> 6,40 à 7,20 m	14,8	45		0,106
Complexe sablo-argileux	D	CPS 1 3,50 à 4,50 m	16,8	28		0,041
		CPS 2 2,50 à 3,50 m	17,9	21		0,21
		C <sub>2</sub> 5,00 à 5,50 m	16,5	40	0,018	0,09
		C <sub>3</sub> 6,00 à 6,50 m	15,6	80	0,020	0,146
Argiles à cérithes	E	C <sub>1</sub> 13,10 à 14 m	16,1	200		0,03
Marnes vertes		C <sub>1</sub> 22 m	15,1	130		0,145
		25 m	15,3	160		0,140

$C_s$  : indice de compression dans l'intervalle de contraintes  $\sigma'_{v0}$  à  $\sigma'_p$ .  
 $C_c$  : indice de compression au-delà de  $\sigma'_p$ .

## CONCEPTION DE LA DIGUE

Transversalement, la digue est de type homogène avec tapis drainant aval et drain cheminée. Cependant, l'insuffisance de limon argileux dans l'emprise du projet a nécessité un approfondissement de l'emprunt jusqu'au sable; cela explique la présentation sur les coupes en travers de la digue de zones différenciées en fonction de la nature des sols (fig. 5). Cette évolution de la nature du matériau étant connue avant le début des travaux, la structure de la digue a été définie de la manière suivante :

– à l'amont, au contact du plan d'eau, et à la base du corps de digue de façon à recouvrir les sols de

fondation et les matériaux filtrants, un limon (1) dont l'indice de plasticité sera supérieur à 15 ( $I_p > 15$ );

– au centre et à l'amont de la cheminée drainante, un limon (2) de plasticité légèrement inférieure au précédent ( $8 < I_p < 15$ );

– à l'aval de la cheminée drainante, un sable limoneux (3) de faible plasticité ( $I_p < 8$ ).

En fait, les deux premières catégories de limons ont été très difficiles à distinguer et l'on peut considérer qu'il s'agit pratiquement du même sol, par rapprochement des références proctor, qui appartiennent à une même famille de sol.

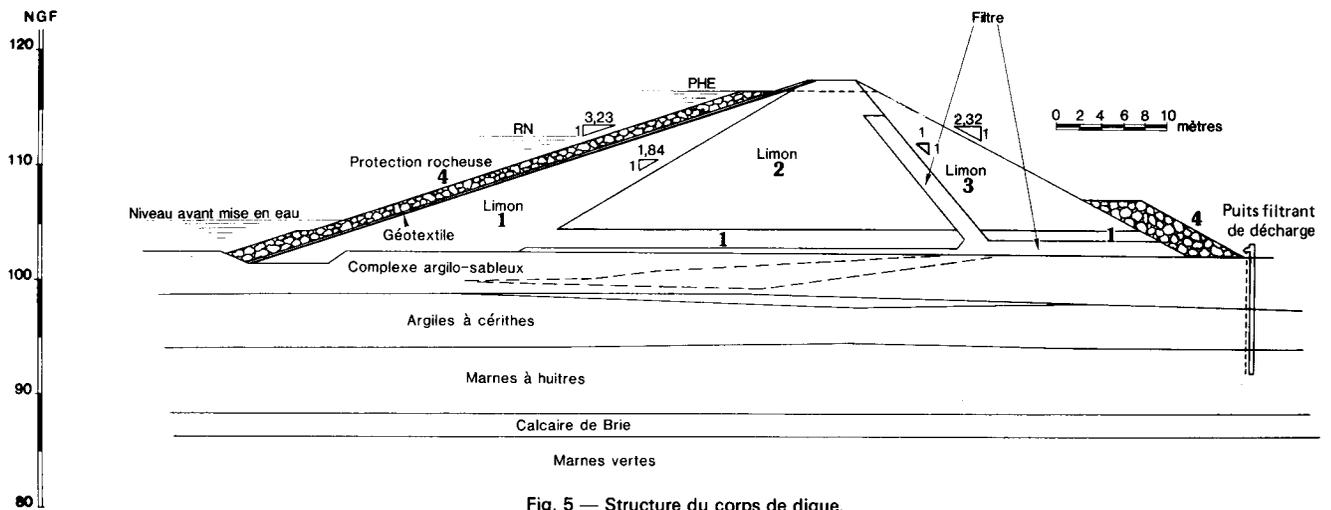


Fig. 5 — Structure du corps de digue.

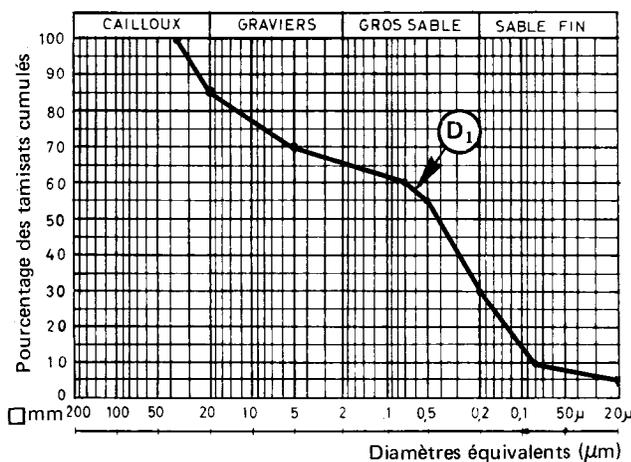
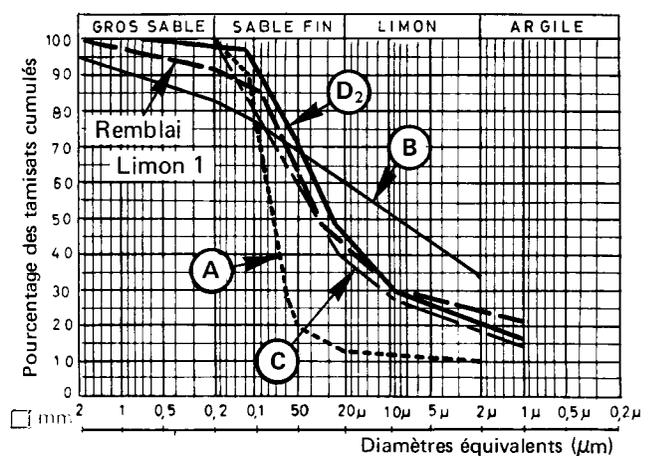


Fig. 6 — Courbes granulométriques des différents types de sols.

D1 : faciès graveleux du complexe alluvionnaire.



D2 : faciès sableux du complexe alluvionnaire.

Le corps de digue est caractérisé par une tranchée parafouille en pied de digue amont et par un drain aval en matériaux filtrants choisis de manière à respecter les conditions classiques des filtres vis-à-vis des matériaux environnants (fig. 6). Ce filtre se retourne à l'intérieur du corps de digue pour former une cheminée drainante inclinée à 1/1, dont la fonction est de capter des infiltrations éventuelles pour les rabattre vers le drain de pied. Le filtre horizontal est composé en son centre d'un gravier propre  $F_2$  sur 0,40 m, protégé sur ses deux faces par un gros sable  $F_1$  d'épaisseur 0,20 m; les conditions de filtre de Terzaghi sont respectées :

$$\frac{D_{15 \max}}{d_{85 \min}} \leq 5 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15 \max}}{d_{15 \min}} \geq 5 \quad (\text{fig. 7}),$$

D et d ouverture de la maille à 15 et 85 % de tamisat du filtre et du matériau à filtrer.

Les matériaux  $F_1$  et  $F_2$ , reconstitués en centrale, jouent à la fois les rôles de drains et de filtre.

Les pentes générales de la digue ont été fixées à 3,23/1 à l'amont et 2,32/1 à l'aval.

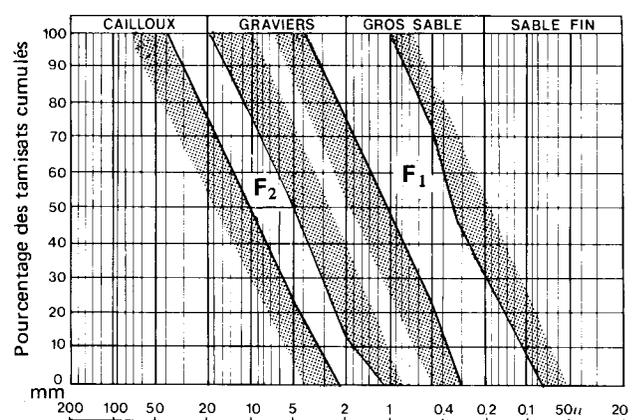


Fig. 7 — Fuseaux granulométriques des filtres.

Le parement amont est protégé par une recharge en petits enrochements de grès ( $F_3$ ) disposés sur une nappe de géotextile non tissé dont le rôle essentiel est d'éviter la pénétration du limon sous-jacent à travers les enrochements ou inversement.

Compte tenu de la complexité du site et de l'existence possible de couches relativement perméables dans le sol de fondation, il a été jugé prudent d'assurer la dissipation d'éventuelles sous pressions par un massif d'enrochements de même calibre que le précédent ainsi qu'une ligne de puits filtrants en pied aval.

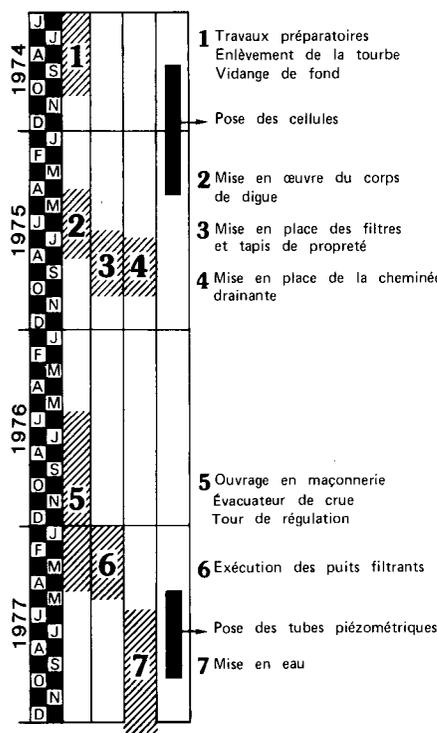
Les puits ont été exécutés par lancement sous pression d'eau en diamètre de 250 mm et crépinés en diamètre de 150 mm; l'espace annulaire entre crépine et forage a été comblé en sable filtrant F<sub>1</sub>. Les puits sont distants de 5 m et ils sont ancrés de 2 m dans les marnes à huîtres.

### Mise en œuvre du corps de digue

Le calendrier des différentes phases des travaux est représenté sur la figure 8. Les matériaux utilisés pour la construction de la digue proviennent d'un emprunt situé en rive gauche de la retenue. La distribution des déblais s'est faite en fonction de la nature des sols extraits :

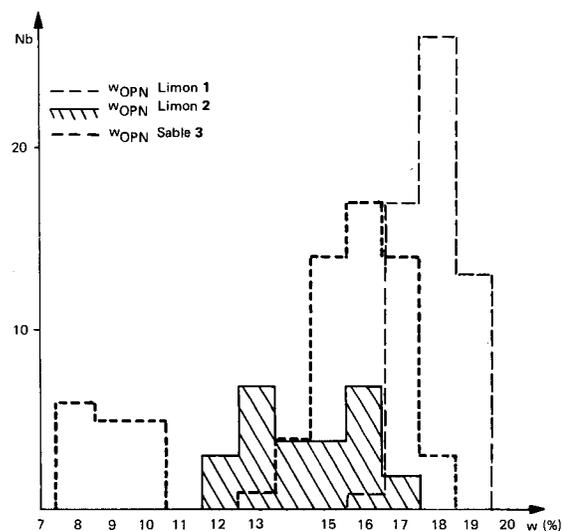
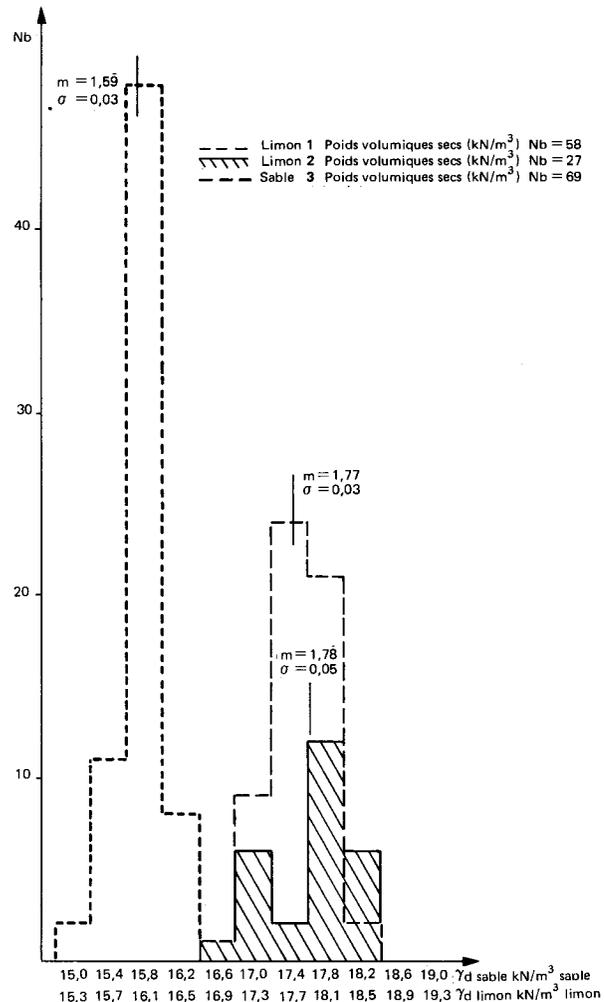
- CAT 1 et 2, ce sont des limons de pente dont l'indice de plasticité varie entre 15 et 25, mis en place à l'amont de la cheminée drainante, ils se classent en Ap (LPC) ou A<sub>2</sub>-A<sub>3</sub> (RTR),
- CAT 3, ce sont des sables limoneux ou argileux dont l'indice de plasticité est inférieur à 10, mis en place à l'aval de la cheminée drainante; ils se classent en SA-SL (LPC) ou B<sub>5</sub>-B<sub>2</sub> (RTR).

Fig 8. — Calendrier des travaux.



La mise en œuvre des remblais s'est faite par couches de 0,30 m d'épaisseur compactées au moyen d'un rouleau à pieds dameurs.

La mise en œuvre de la cheminée drainante a été conduite par épaulements successifs des matériaux filtrants sur le talus du remblai amont.



Références OPN					
1 Limon	γ <sub>d</sub>	18,9	18,3	18,1	—
	w (%)	15	15,5	15,5	—
3 Limon sableux	γ <sub>d</sub>	17,5	18,7	18,5	18,5
	w (%)	15	12	14,5	14,5
3 Sable	γ <sub>d</sub>	16,4	16,6	16,3	16,5
	w (%)	15,5	14,5	15,5	15,8

Fig. 9 — Contrôle de la mise en œuvre du corps de digue. Histogrammes de poids volumiques et des teneurs en eau.

Le contrôle d'exécution a été à la charge de l'entreprise (autocontrôle). L'ensemble des résultats est présenté sur la figure 9 sous forme d'histogrammes par classe de matériaux.

92 % des valeurs correspondent aux prescriptions du CCTP :

$$\gamma_d \geq 0,95 \gamma_{dopn}.$$

### SUIVI DES MOUVEMENTS DE LA DIGUE ET DES PRESSIONS HYDRAULIQUES : LE DISPOSITIF DE SUIVI

Au niveau des pièces du marché le Bureau d'études avait prévu un système de surveillance par tubes piézométriques en PVC crépinés sur une hauteur de 1,50 m à la base et bouchonnés au-delà.

La disposition concentrée des tubes piézométriques autour et à l'aval de la cheminée drainante avait pour objectif essentiel la vérification du champ des pressions interstitielles dans la zone du corps de digue la plus critique du point de vue de la stabilité pour l'ouvrage en service. A la réalisation, ce système d'auscultation a été maintenu et complété par :

- des tassomètres classiques LPC de forme cylindrique, qui permettent la mesure des déplacements verticaux du sol sous l'effet de la surcharge engendrée par la construction de la digue;
- des capteurs des pressions interstitielles de type PAC II à contrepression pneumatique, destinés à déceler les surpressions hydrostatiques ponctuelles dans une couche de terrain. Ces piézomètres ont l'avantage d'avoir un temps de réponse très rapide (quasi immédiat) et l'inconvénient de ne fonctionner qu'en milieu parfaitement et constamment saturé.

Le dispositif d'auscultation a été groupé le long de deux profils en travers, l'un à proximité du déversoir et l'autre à proximité de l'ancien ru, dans l'axe de l'ancienne vallée, à l'endroit où les hauteurs de remblai sont maximales. Les coupes et plans des figures 10, 11 et 12 précisent l'implantation des cellules et tubes piézométriques.

Pour des raisons pratiques, les cellules ont été implantées après la mise en place des premières couches de remblai, le fond de fouille n'étant pas accessible à pied donc *a fortiori* pour des machines de forage. D'ailleurs, le curage de la tourbe et des vases molles s'est opéré par terrassement à la pelle mécanique le long de pistes préalablement construites.

### Tassements

Les deux profils d'étude ont été munis de cinq tassomètres chacun, de manière à suivre les déplacements verticaux. D'après l'analyse des courbes expérimentales de tassement en fonction du temps, on constate que l'amplitude de tassement du sol est restée modeste vis-à-vis de la surcharge (270 kPa); cela est dû à la faible compressibilité des couches sous-jacentes, dont la plupart se trouve en état de surconsolidation, à

part la couche d'alluvions fines dont l'épaisseur est de l'ordre de 3 mètres.

Les cellules implantées dans l'axe du remblai, donc les plus chargées, enregistrent les tassements maximaux : 30 cm au profil A et 23 cm au profil B.

En outre, on constate sur ces courbes une vitesse de tassement très rapide au cours de la construction de l'ouvrage. Cela provient du fait que le coefficient de consolidation  $c_v$  des alluvions est relativement élevé ( $3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ) et que les tassements ont lieu surtout dans cette couche; les tassements « secondaires » sont relativement faibles, de l'ordre de quelques centimètres (le quart du tassement total pour les cellules situées dans l'axe du remblai).

L'étude du tassement primaire de la couche d'alluvions d'après les courbes oedométriques et la théorie de Terzaghi concluait à une amplitude de tassement de 16 cm et un temps de tassement d'un mois après la construction (fig. 13).

On s'attendait donc, d'après la théorie, au tassement suivant :

- alluvions fines 16+4 (tassement secondaire) = 20 cm,
- couches argileuses sous-jacentes = 12 cm.

Le tassement n'évolue plus du tout depuis la mise en eau en juin 1977 pour deux raisons : la vitesse de tassement s'était considérablement réduite (2 à 3 cm par an de juin 1976 à juin 1977 pour les cellules centrales) et le déjaugage de la digue par remontée de la nappe a pratiquement annulé le phénomène par la suite.

Dans ce cas particulier, malgré les hypothèses simplificatrices du calcul de tassement, sol homogène et  $c_v$  constant dans chaque couche, les résultats concordent assez bien avec les observations.

### Capteurs de pressions interstitielles

Les capteurs de pressions interstitielles ont obéi à trois types de sollicitations :

1. les fluctuations des nappes aquifères (Fontainebleau et calcaire de Brie);
2. la consolidation des couches;
3. la variation du plan d'eau à l'amont.

Ainsi, quels que soient le niveau atteint et la nature des matériaux entourant les sondes, le sens de variation des surpressions reste sensiblement le même, la seule différence résidant dans l'importance prise par l'une ou l'autre des trois sollicitations citées ci-dessus. Les sondes situées dans les alluvions fines répondent mieux à la variation du plan d'eau et au phénomène de consolidation, les sondes profondes à celles de l'artésianisme de la nappe du Brie.

Les mesures de référence faites en juin 1975 ont été influencées par les rabattements de la nappe en fond de fouille dus au terrassement des tourbes et vases et de l'action des lignes de pointes filtrantes destinées à

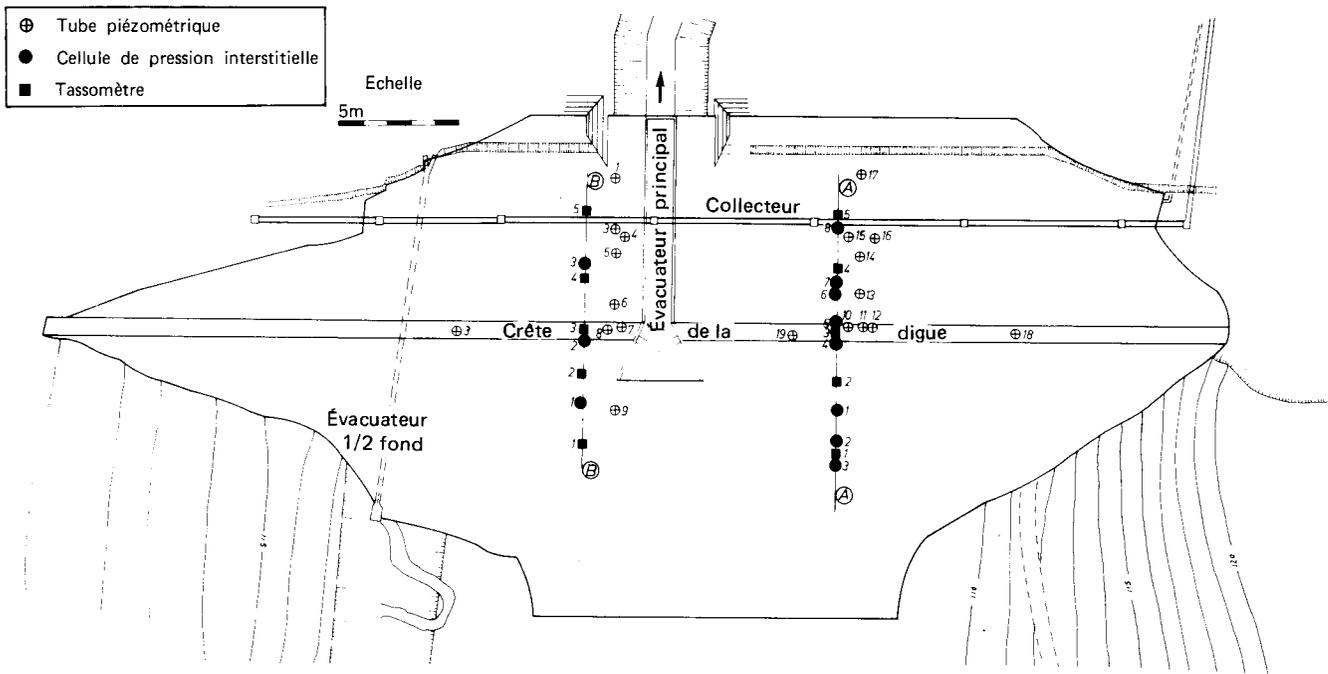


Fig. 10 — Vue en plan du projet. Situation des cellules et tubes piézométriques de surveillance.

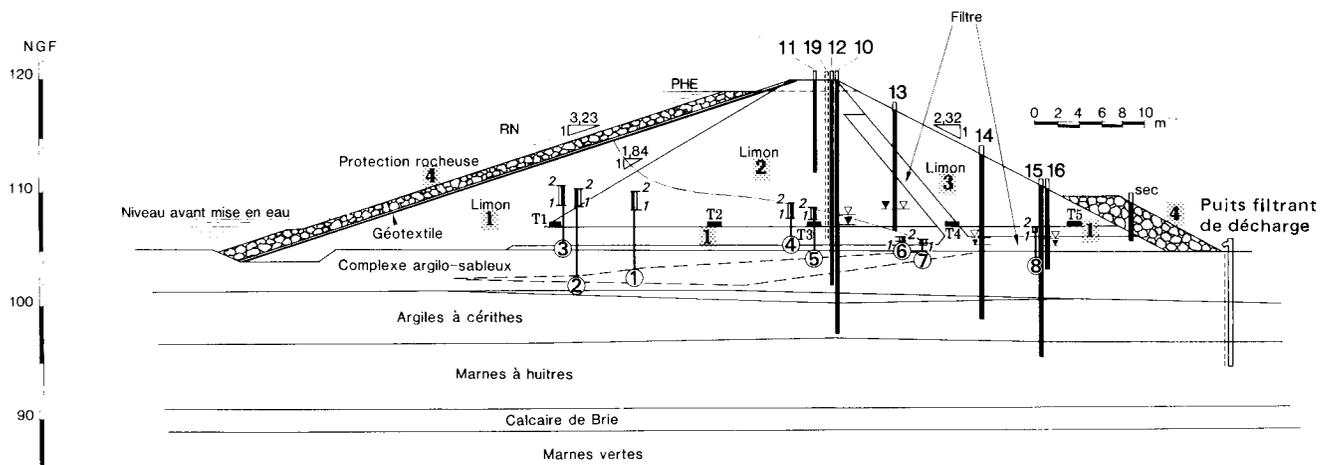


Fig. 11

Fig. 11 et 12 — Profils en travers A et B du corps de digue. Implantation des cellules et tubes piézométriques de surveillance.

- ④ Cellules de pression interstitielle
- Tassomètre
- ▽ Niveau d'eau dans le tube piézométrique
- Pression interstitielle au niveau de la cellule
- I 1 avant mise en eau 15/5/1977
- I 2 après mise en service à la côte 115 NGF (RN)
- 1 Limon plastique  $I_p > 15$
- 2 Limon peu plastique  $8 < I_p < 15$
- 3 Sable limoneux  $I_p < 8$
- 4 Protection rocheuse

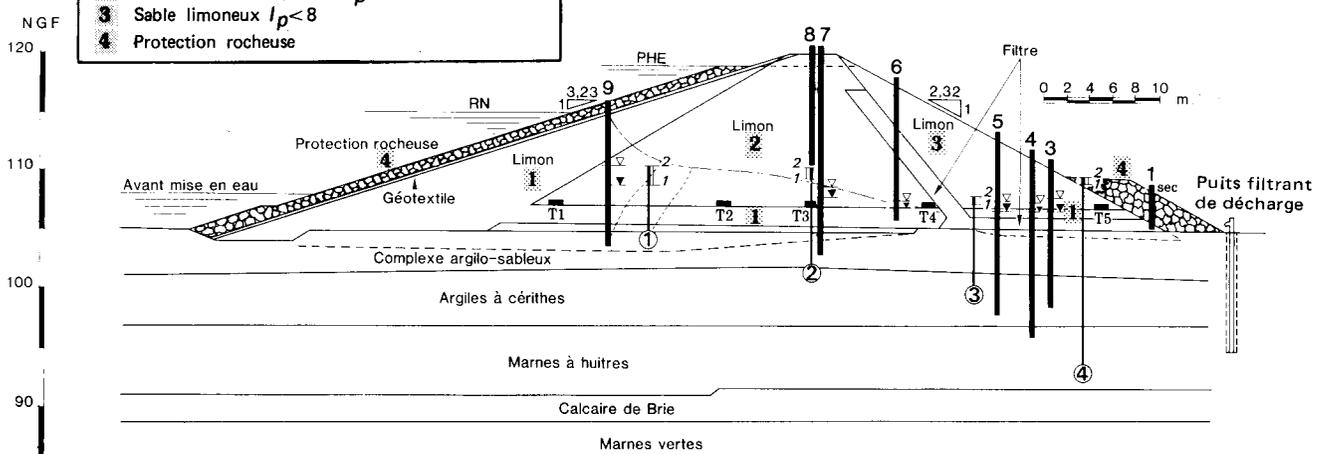


Fig. 12

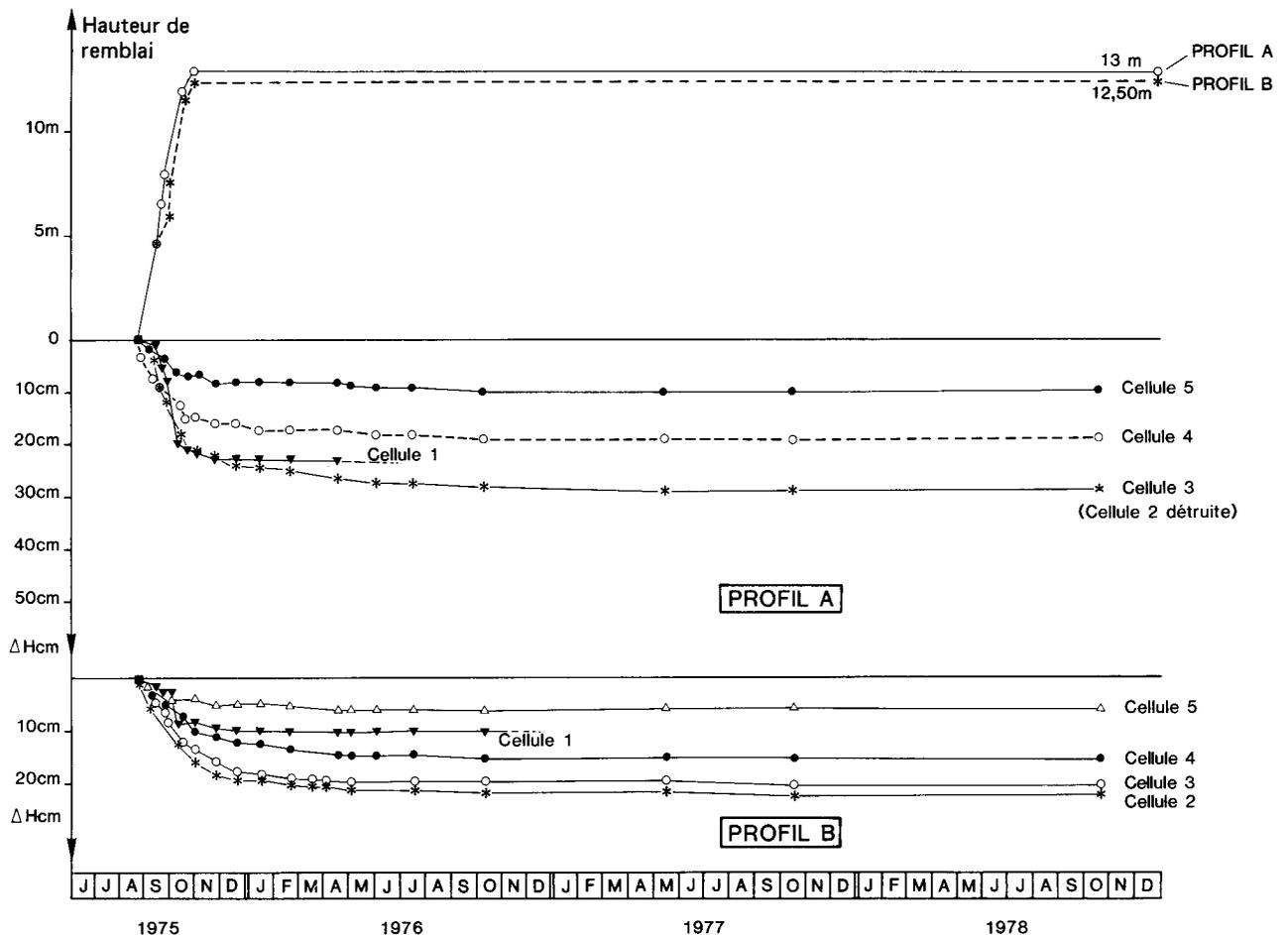


Fig. 13 — Évolution des tassements mesurés.

maintenir latéralement les talus, surtout en rive gauche où l'affleurement était constitué par des sables fins propres qu'il fallait consolider pour construire le collecteur de vidange de fond de bassin. Dès que les premières couches de remblai eurent été montées et que les systèmes de rabattement furent abandonnés, il s'installa progressivement devant la digue une retenue d'eau entre les cotes 105 et 108, ces eaux venant d'une part des terrains tourbeux situés en amont dans le bassin et d'autre part des versants (émergence de la nappe).

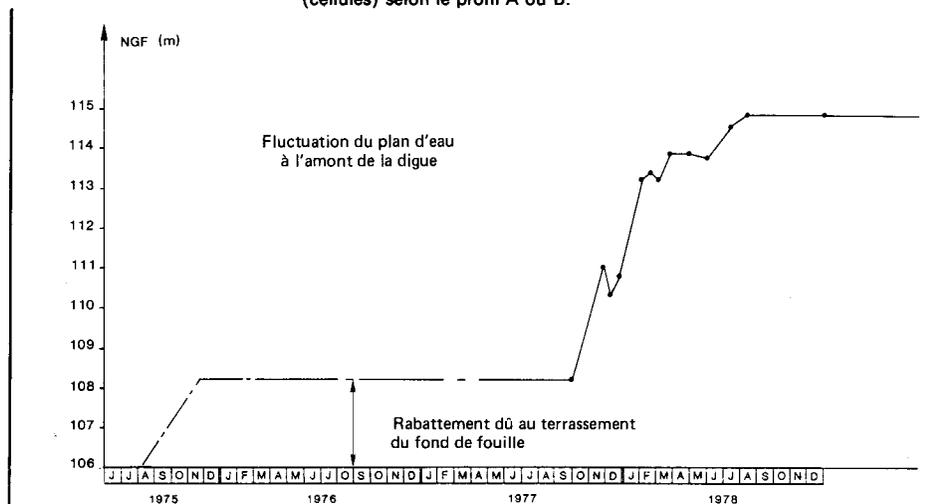
Cela explique la remontée brutale des pressions interstitielles enregistrées par certaines sondes aux profils A et B; les sondes les plus en amont et les moins profondes étant les plus sensibles. La sonde n° 3 mise à la base du remblai a suivi sans retard la montée du plan d'eau (fig. 14 et 15).

Les phénomènes de surpressions dus à la consolidation des couches se sont confondus avec celui de l'installation de la nappe. Cependant, sur quelques sondes fichées dans les alluvions ou à la base du limon, on note un pic dans la courbe d'évolution des pressions interstitielles, en parti-

culier sur les sondes 3, 4, 5 du profil A et 1, 3 du profil B. Ces surpressions ont été insignifiantes dans la plupart des cellules, sauf à la cellule 3 du profil A où l'amplitude du pic est de 50 cm d'eau (fig. 14 et 15).

Après une stabilisation des pressions interstitielles, on constate un fléchissement des courbes en avril et juin 1976, surtout pour celles qui correspondent aux cellules profondes et qui traduisent certainement l'incidence des fluctuations saisonnières de la nappe du

Fig. 14 et 15 — Fluctuation des pressions interstitielles pendant les travaux et à la mise en eau (cellules) selon le profil A ou B.



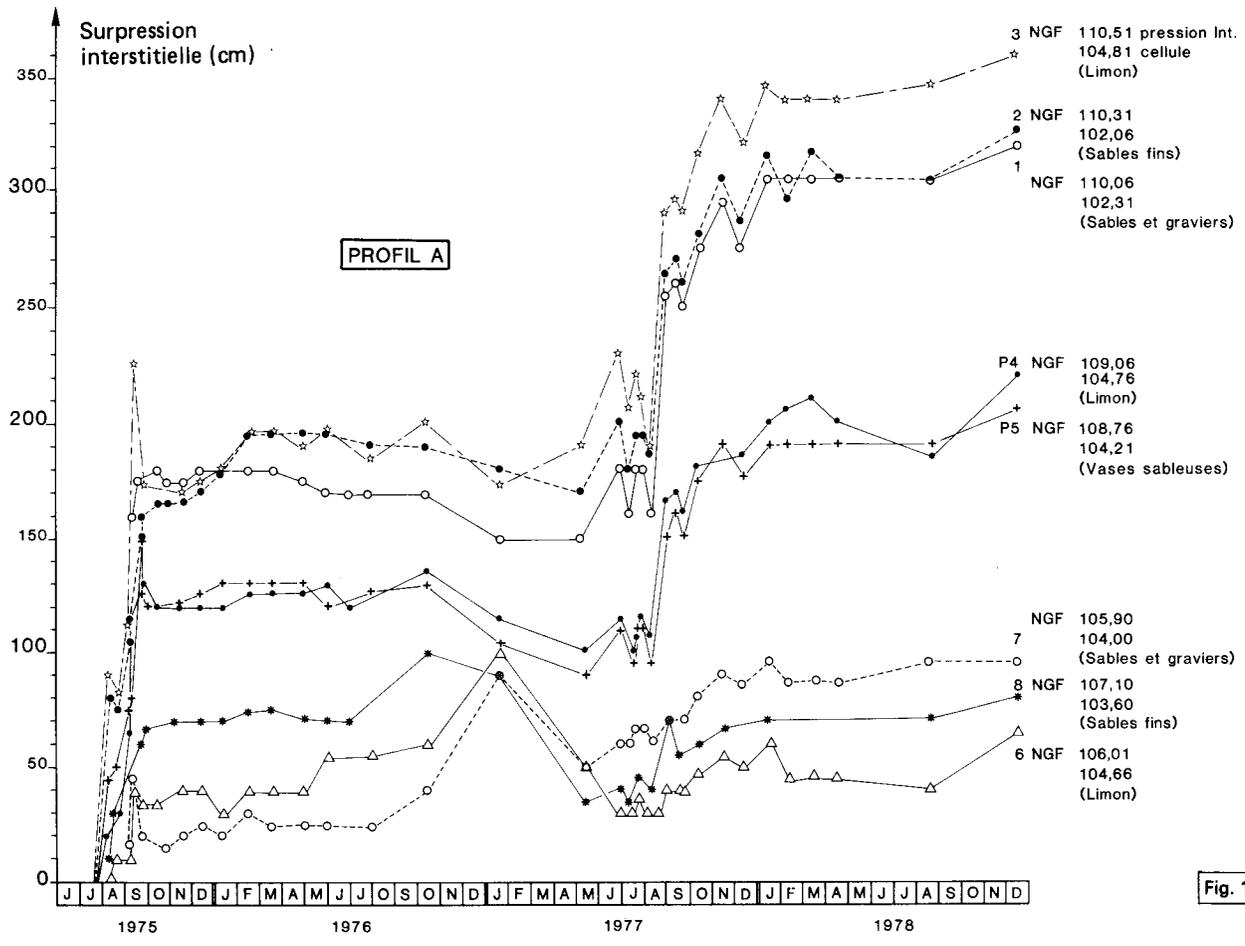


Fig. 14

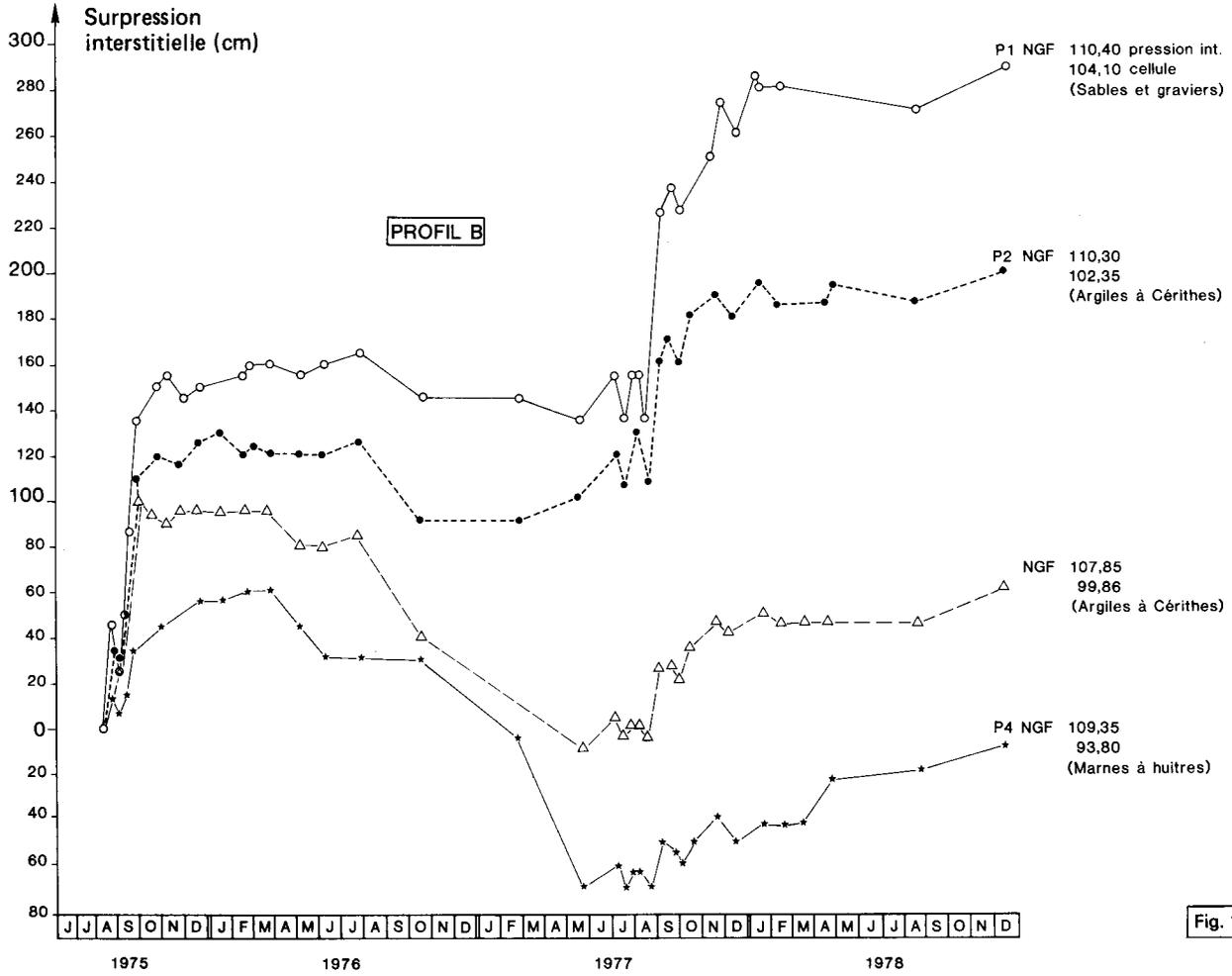
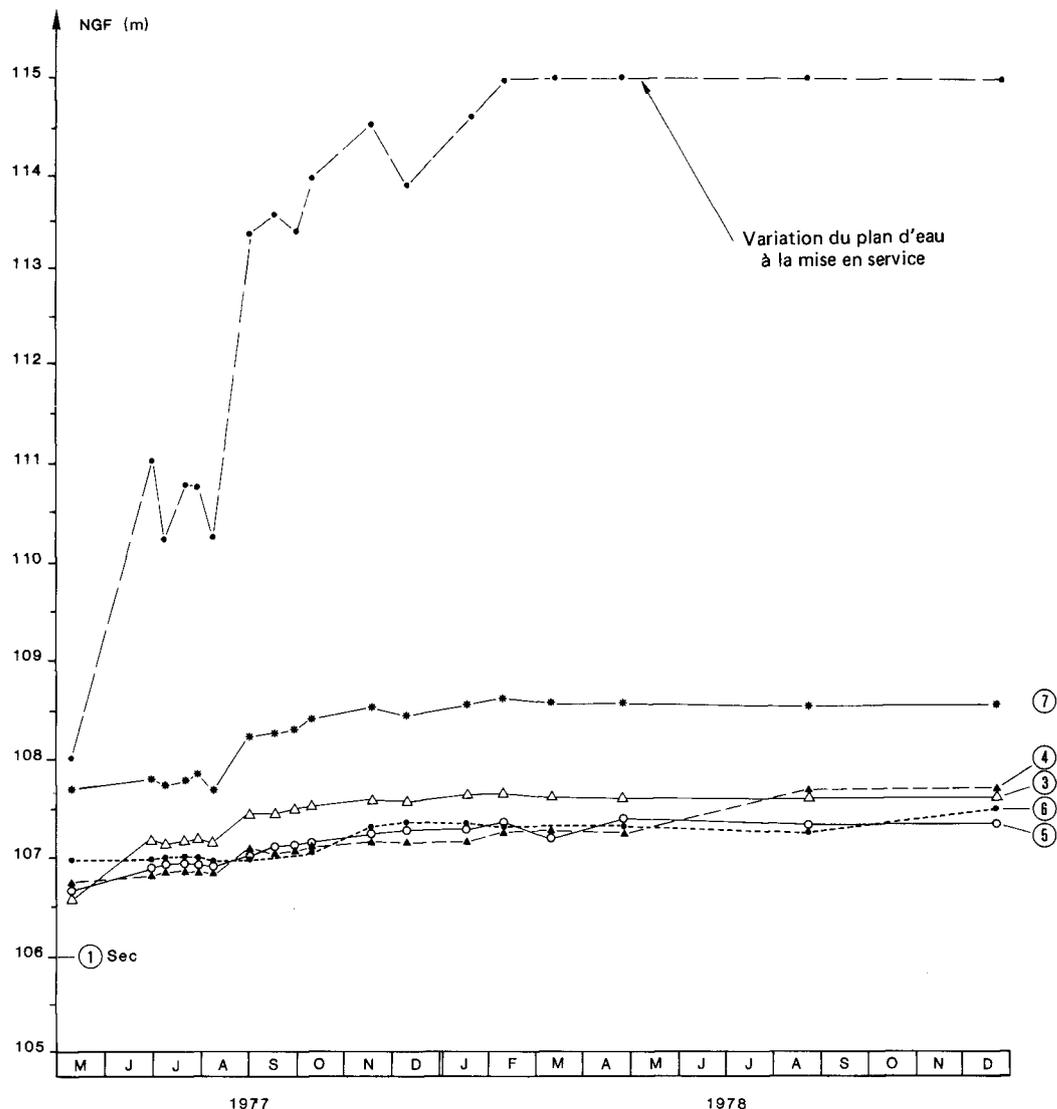


Fig. 15

Fig. 16 — Fluctuation des niveaux piézométriques dans les tubes au profil A.



Brie, mais également la proximité des puits aval de décharge construits à partir de janvier 1977 (sondes 3 et 4 du profil B).

On se souviendra, à ce sujet, qu'une sécheresse d'importance centenaire a sévi de novembre 1975 à septembre 1976 et que ses effets ont pu se faire sentir avec un certain retard dans le temps.

La mise en eau du bassin à sa cote de retenue normale décidée à la mi-juin 1977, a fortement agi sur les cellules disposées dans les alluvions et à l'amont de la cheminée drainante; celles-ci ont enregistré, pour une élévation de plan d'eau de 7 m depuis la cote 108 NGF, des surpressions allant jusqu'à 1,60 m (cellule 3 profil A et cellule 1 profil B).

Certaines cellules ont peu ou pas réagi à la variation du plan d'eau : ce sont celles qui sont situées en profondeur dans les couches argileuses (3-4 du profil B) ou dans les alluvions mais placées sous l'influence des drains et filtres (6-7 du profil A).

#### Piézomètres ouverts

Mis en place (fig. 16) juste avant la mise en eau, les piézomètres ouverts, constitués par de simples tubes

PVC Ø 60 mm lanternés à la base sur 1,50 m avec bouchon de bentonite annulaire, ont permis de compléter les mesures de pressions interstitielles des sondes en précisant dans les profils en travers la position de la surface piézométrique à l'intérieur du corps de digue. Les résultats enregistrés avant et après la mise en service ont été reportés sur les graphes (fig. 17 et 18) à leur cote NGF et non plus en surpression comme pour les capteurs de pression interstitielle.

Les mêmes remarques sont à formuler que pour les piézomètres : les tubes placés en avant de la cheminée ont bien répondu à l'élévation du plan d'eau, les plus proches du plan d'eau étant évidemment les plus sensibles (9); par contre, à l'arrière du plan d'eau, à cause de l'influence des drains, les réactions sont faibles voire nulles. Au piézomètre 9, le niveau d'eau a évolué de la même manière que les capteurs placés à l'avant de la digue : 1,60 m pour une élévation du plan d'eau de la retenue à 7 mètres.

Toutes ces données ont permis (fig. 11 et 12) d'estimer le tracé de la surface libre (en effet avec le dispositif d'observation utilisé, il n'est pas possible de déterminer rigoureusement cette surface) en supposant le milieu homogène et isotrope jusqu'au toit des argiles à cérithes. L'influence du dispositif de drainage est certaine.

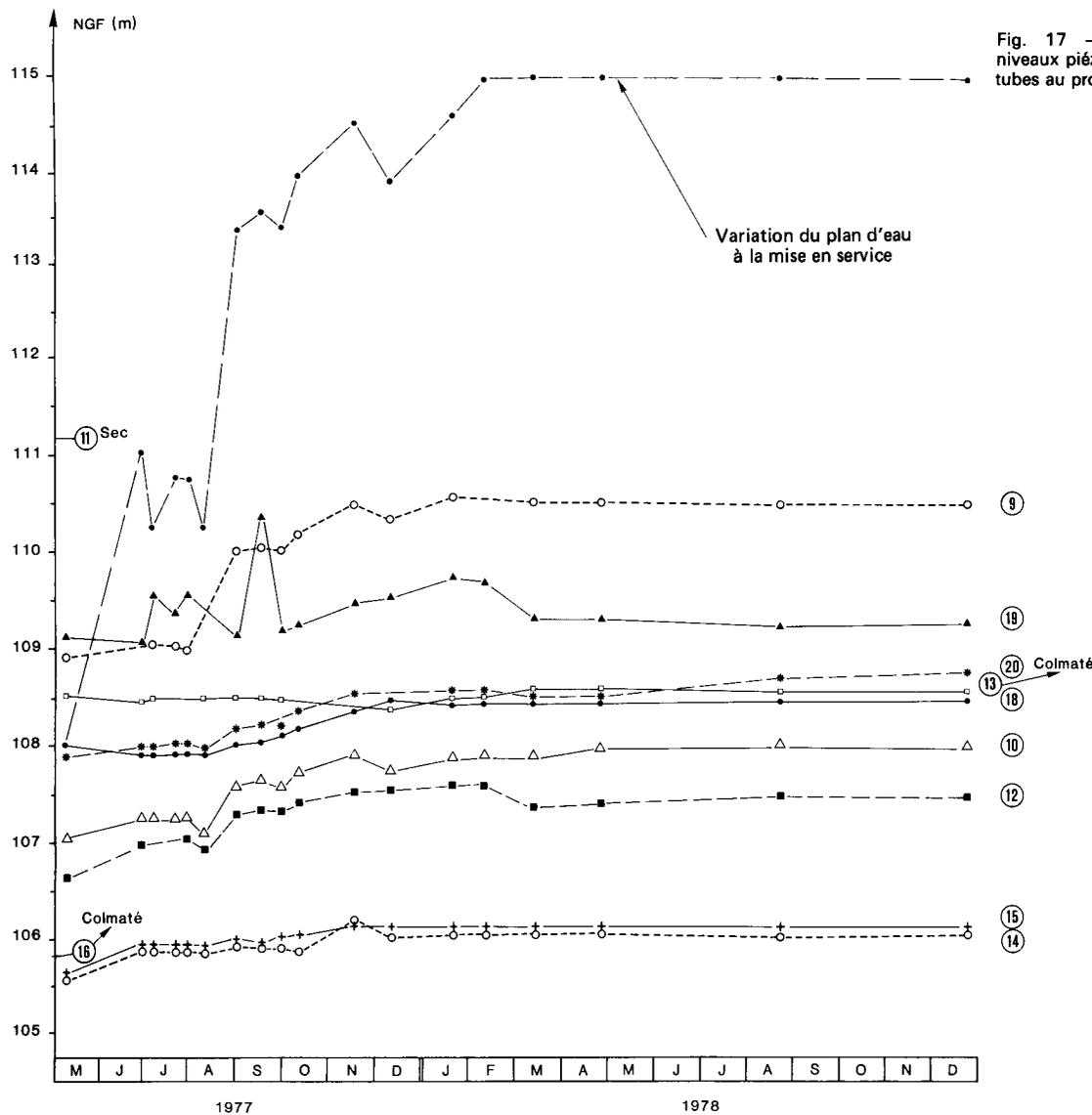


Fig. 17 — Fluctuation des niveaux piézométriques dans les tubes au profil B.

### Déplacements du corps de digue pendant la mise en eau

Les repères disposés sur le remblai sont constitués de plots en béton armé de section  $0,50 \times 0,50$  m et de 1,50 m de profondeur (dont 1 m est ancré dans le remblai). Dans ces bornes sont noyées des embases métalliques servant de repères topographiques; ceux-ci permettent de suivre les tassements et les déplacements horizontaux du corps de digue ainsi que ceux de la conduite sous remblai (repères 37-12-1).

Les résultats sont donnés sur la figure 18, on constate que les mouvements provoqués par la poussée du plan d'eau sont de l'ordre du centimètre et leur amplitude est maximale dans le tiers central du corps de digue (sur la vue en plan). Les mouvements verticaux sont exclusivement des tassements, aucun soulèvement n'est à signaler; les déplacements horizontaux sont orientés généralement dans l'axe de l'ancienne vallée et vers l'aval, traduisant ainsi un resserrement et un tassement de l'ouvrage dans l'axe de l'ancienne vallée. Le long des ouvrages, on peut observer quelques mouvements anarchiques dus à un entraînement des terres lié à un mauvais compactage auprès des maçonneries.

### Analyse du comportement hydraulique de l'ouvrage. Comparaison des constatations avec les résultats de modèles analogiques

Pour essayer de comprendre le fonctionnement hydraulique réel de l'ouvrage, il a paru intéressant de rapprocher les mesures et les observations des premières analyses théoriques faites en 1979 dans le cadre d'une recherche sur l'anisotropie des limons utilisés en corps de digue.

Cependant, à cette époque, pour que cette étude comparative soit totalement satisfaisante, il manquait les éléments suivants :

- des mesures de perméabilité dans le corps de digue,
- des piézomètres dans le corps de digue et notamment dans sa partie hydraulique.

De ce fait, nous avons été amenés à faire l'hypothèse vraisemblable que le corps de digue possédait le même coefficient de perméabilité que le sol de fondation ( $k_h = 10^{-6}$  m/s), moyennant quoi il était possible d'établir une comparaison entre les pressions interstitielles théoriques et mesurées et d'estimer la surface libre.

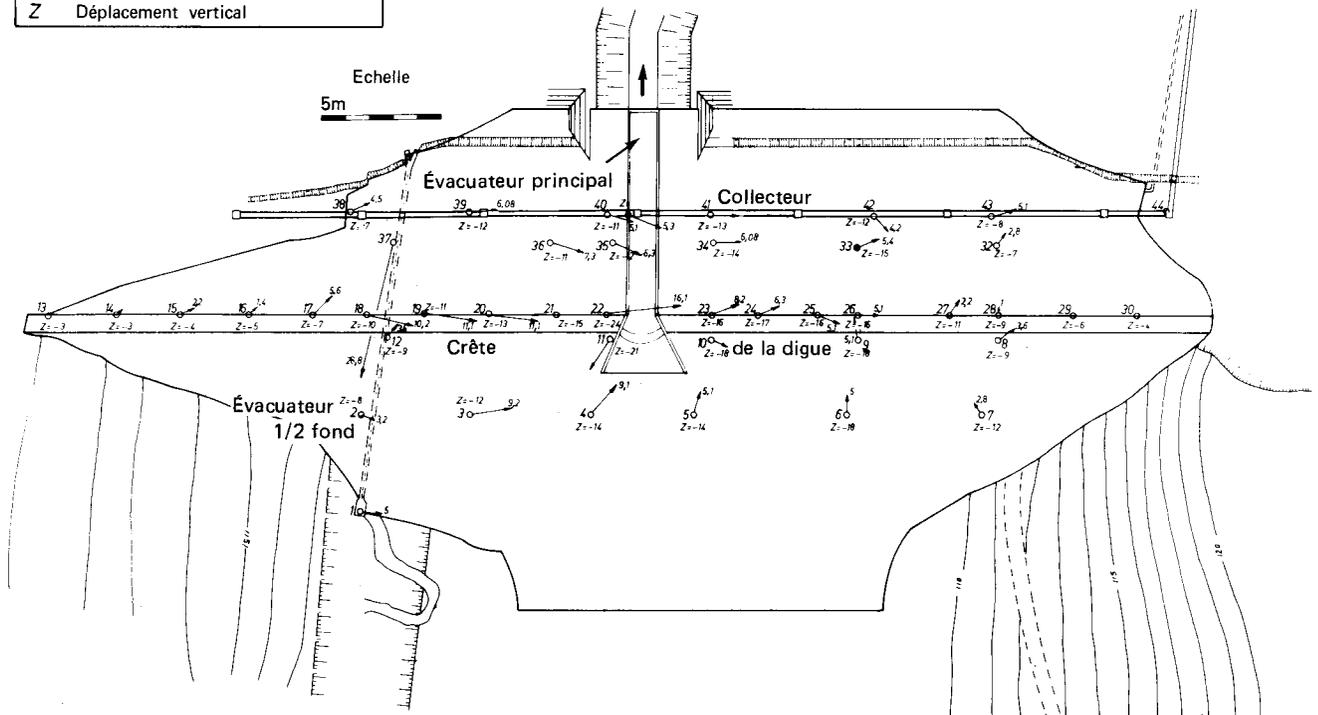
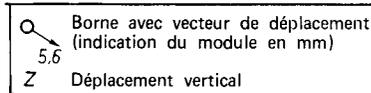


Fig. 18 — Déplacement du corps de digue à la mise en eau.

L'étude théorique hydraulique a été effectuée par la méthode de l'analogie électrique en utilisant successivement trois modèles. Les hypothèses et conditions aux limites communes à ces trois modèles sont les suivantes :

- même perméabilité de la digue et de sa fondation, celle-ci étant constituée par les alluvions (argile sableuse et argile sableuse plus graviers);
- le niveau imperméable est fixé au toit des argiles à cérithes (dans le modèle analogique une ligne de courant est imposée à cet endroit);
- une différence de potentiel est imposée entre le parement amont et l'exutoire du système drainant (tapis et puits aval). Elle correspond à la différence de charge de 10 m entre le niveau de la retenue normale (cote NGF 115) et l'exutoire (cote 105 NGF).

Premier modèle (fig. 19)

Comme hypothèse particulière, nous avons supposé  $k_h/k_v = 1$ .

On constate qu'il n'y a pas simplement le long de la cheminée drainante dans ce cas, mais la ligne de saturation se trouve plus haut que la ligne que nous avons supposée réelle. Comme le montre le tableau IV, où sont comparés aux niveaux des cellules de pressions interstitielles les potentiels réels et les potentiels calculés, ces derniers étant beaucoup plus forts, une différence de perméabilité doit exister entre la digue et sa fondation. Des passages graveleux plus perméables doivent augmenter la perméabilité

TABLEAU IV.  
Comparaison des valeurs des potentiels théoriques et mesurés au droit des cellules des pressions interstitielles.

Cellules	Modèle $k_h/k_v = 1$ (potentiel en mètres)	Mesures <i>in situ</i> (potentiel en mètres)
1 A	8,34	5,06
2 A	9,10	5,31
3 A	9,36	5,51
4 A	5,46	4,06
5 A	4,85	3,76
6 A	2,40	1,01
7 A	1,50	0,9
8 A	0	2,10
1 B	8,00	5,40

moyenne de la couche, tendant à abaisser le réseau de lignes de courant. Les différences s'atténuent lorsque l'on se rapproche de l'exutoire, ce qui est normal.

En utilisant la similitude des écoulements hydrauliques et électriques, le débit de fuite par mètre linéaire capté par le tapis filtrant, en prenant  $k_h = k_v = 10^{-6}$  m/s (perméabilité moyenne), est :

$$Q = 3,2 \times 10^{-3} \text{ l/s par ml.}$$

soit sur la longueur du barrage :  $Q = 0,8$  l/s.

Les mesures faites sur seuil donnent un débit de 2 à 3 l/s pour les fuites venant du tapis drainant. La valeur théorique est très proche de la réalité et l'écart situé dans le bon sens confirme l'hypothèse du contraste de perméabilité digue-sol de fondation.

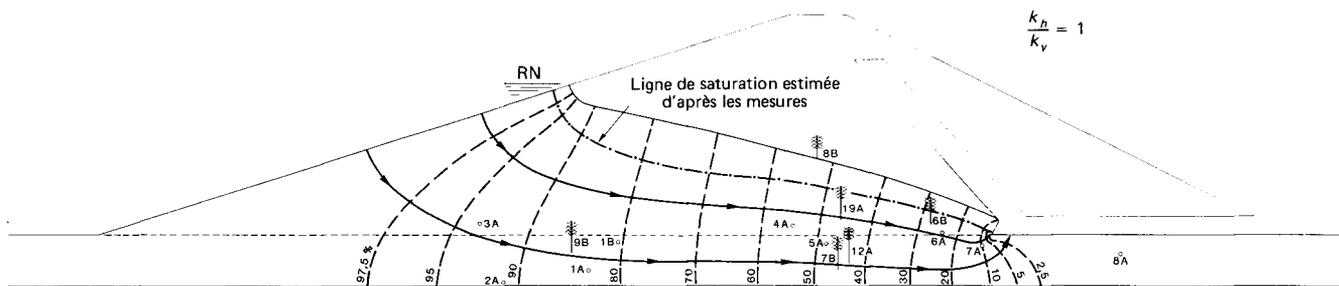


Fig. 19 — Premier modèle analogique.

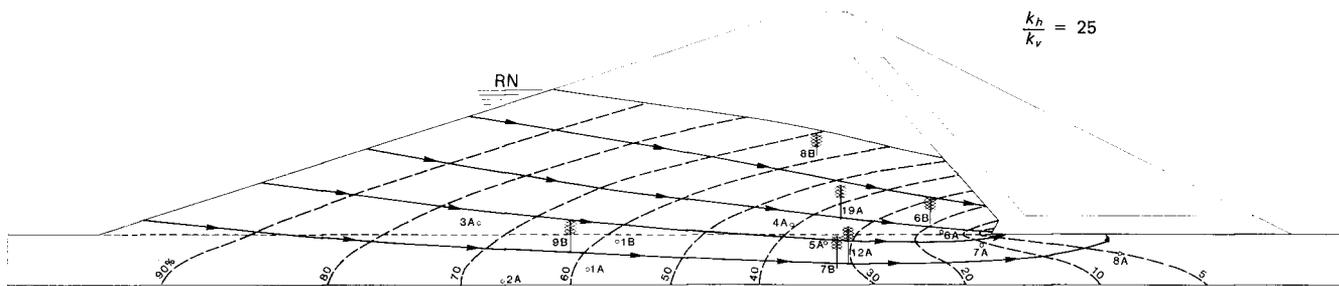


Fig. 20 — Deuxième modèle analogique.

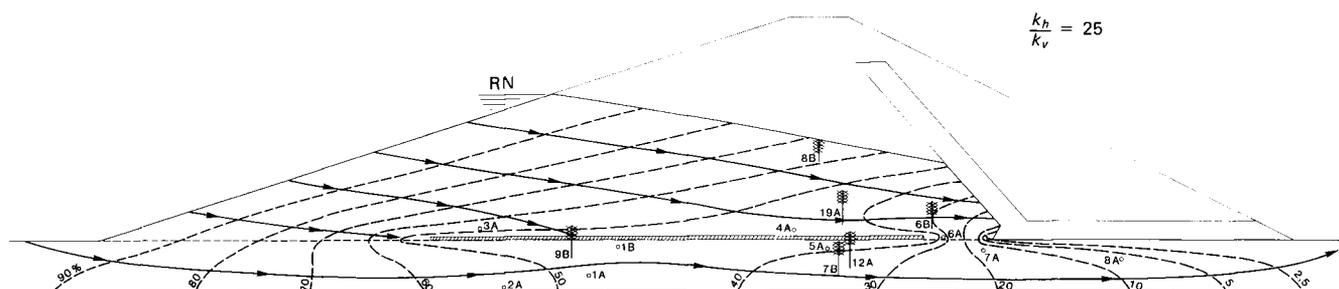


Fig. 21 — Troisième modèle analogique.

### Deuxième et troisième modèles (fig. 20 et 21)

Deux autres modèles ont été réalisés en milieu anisotrope dans un rapport de perméabilités horizontale et verticale de 25. Le premier modèle a été construit d'une façon homogène, le deuxième modèle a été construit en considérant l'influence d'un drain « borgne » horizontal situé à la base de la digue, dans le but de simuler la présence éventuelle d'une zone plus perméable dans la fondation.

Dans les deux cas, il apparaît un suintement le long de la cheminée drainante de 5 mètres de hauteur, avec une ligne de saturation plus haute que dans le cas du modèle homogène et isotrope. Le seul effet du drain « borgne » a été de modifier les équipotentialles de part et d'autre du drain et de rabattre vers les limites du drain les lignes de courant venant de l'amont, le drain matérialisant une équipotentielle.

Le tableau V indique les valeurs de potentiels théoriques pour ces deux configurations et les valeurs des potentiels mesurés en place. Les valeurs théoriques et expérimentales sont en meilleure concordance qu'en milieu isotrope, la meilleure adéquation étant obtenue dans le cas homogène avec  $k_h/k_v = 25$  ( $k_h = 10^{-6}$  m/s et  $k_v = 4 \times 10^{-8}$  m/s compte tenu de l'anisotropie).

Le calcul du débit conduit à prévoir dans ce modèle un débit de fuite sur la longueur de l'ouvrage de 0,22 l/s. On constate dans ce cas un écart important avec la valeur mesurée, qui se situe entre 2 et 3 l/s.

En conclusion de cette étude comparative, on constate que l'on ne peut faire coïncider totalement les observations et les résultats théoriques quel que soit le modèle analogique utilisé; toutefois avec la schématisation des modèles et l'imprécision des mesures le pourrait-on exactement?

TABLEAU V.  
**Comparaison des valeurs des potentiels théoriques  
 et mesurées au droit des cellules  
 des pressions interstitielles.**

Cellules	Potentiel (m)		
	Modèle homogène $k_h/k_v=25$	Modèle drain borgne $k_h/k_v=25$	Mesures <i>in situ</i>
1 A	5,85	4,84	5,06
2 A	6,70	5,42	5,31
3 A	7,40	5,20	5,51
4 A	4,10	4,50	4,06
5 A	3,45	4,12	3,76
6 A	1,52	3,35	1,01
7 A	1,32	2,08	0,9
8 A	0,55	0,70	2,10
1 B	5,87	4,55	5,40

### Stabilité des talus

La recherche des coefficients de stabilité du système digue-sol de fondation a été menée en rupture circulaire. Tous les calculs ont été effectués en contraintes effectives avec des paramètres de cisaillement suivants :

Nature des couches	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
Limon 1-2	0 et 5 (*)	32	19
Limon 3	0	36	21
Alluvions	0	34	2
Argiles à cérithes	5	25	19
Marnes à huîtres	2	28	19
Calcaire de Brie	0	36	19
Marnes vertes	15	18	19

(\*) 5 kPa pour la vidange rapide.

Les valeurs des coefficients de stabilité minimaux sont :

- parement amont en retenue normale :  $F = 1,81$
- en vidange rapide au plus hautes eaux :  $F = 1,06$
- parement aval :  $F = 1,41$ .

### CONCLUSION

Les observations faites à l'occasion du suivi de la digue de Maurepas-Courance ont mis en évidence l'influence réciproque de l'ouvrage et du site.

Les tassements dus aux poids des remblais (20 à 30 cm en moyenne) se sont produits essentiellement pendant la construction et leurs valeurs concordent assez bien avec les prévisions.

Les déplacements du corps de digue sous l'action de la montée de l'eau sont de faibles amplitudes (de l'ordre du centimètre), montrant un léger affaissement du remblai avec un mouvement général d'ensemble vers le fond de l'ancienne vallée.

Dans le domaine du comportement hydraulique de la digue il existe, d'après les mesures faites sur les cellules, une bonne corrélation des évolutions de pressions interstitielles et du relèvement du plan d'eau : 1,60 m entre la position initiale et finale pour les cellules les plus proches de l'amont pour une élévation du plan d'eau de 7 mètres à la mise en eau du bassin (cote 108 à 115 NGF), tandis qu'à l'aval les pressions sous cheminée drainante ou sous le filtre ont très peu évolué (0,50 à 1,00 m environ), ce qui est normal. Les observations ne permettent cependant pas de mettre en évidence clairement le réseau d'écoulement réel et le comportement hydraulique des différentes couches, même en s'appuyant sur des modèles analogiques qui prennent des hypothèses simplificatrices. Cette difficulté tient d'une part, au trop faible nombre des points de mesures et, d'autre part et surtout, à la complexité du site du point de vue hydraulique en particulier au niveau de la fondation. Il est donc difficile dans ces conditions de porter un jugement sur le rôle des différents éléments du système drainant. C'est ainsi que celui de la cheminée drainante n'apparaît pas clairement au niveau de la retenue normale. Par contre, on peut émettre certains doutes sur la nécessité de puits aussi profonds à l'aval de l'ouvrage, les mesures montrant en effet que les couches profondes sont très peu concernées par la mise en eau. Cependant, s'il est aussi difficile d'analyser le comportement hydraulique *a posteriori*, on conçoit que cela le soit encore plus au stade du projet et que prévoir *a priori* un tel système drainant n'avait rien d'aberrant en soi, surtout en se plaçant au niveau des plus hautes eaux, les constatations ayant été faites à la retenue normale.

En définitive le dispositif de surveillance prévu au marché et complété par la suite a montré globalement que le comportement de l'ouvrage était conforme à ce que l'on pouvait attendre.

Malgré une certaine incertitude due à la schématisation des modèles analogiques sur la détermination des réseaux d'écoulement à travers le corps de digue, il est probable que l'anisotropie du corps de digue soit faible ( $\frac{k_h}{k_v} < 25$ ) et proche de l'isotropie compte tenu de la méthode de mise en œuvre des matériaux et des moyens de compactage (rouleau à pieds dameurs).

### RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- JOSSEAUME H., Dignes en terre, *Bull. liaison Labo. routiers P. et Ch., hydraulique des sols, spécial N*, avril 1970, p. 199-214.
- JOSSEAUME H., Le barrage de la Sorme. Étude et observations en cours de construction, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 89, mai-juin 1977, p. 67-92.
- NALLET J., Traitement des bassins de retenue d'eaux pluviales dans la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines, *Les travaux publics*, 1018, 3<sup>e</sup> trimestre 1977, p. 31-46.
- POST G., LONDE P., *Les barrages en terre compactée*, Gauthier-Villars, Paris, 1953.



# Interprétation des mesures de pression interstitielle dans la digue de Maurepas-Courance

## Anisotropie de perméabilité de l'ouvrage

Henri JOSSEAUME  
Attaché de recherche

Cnanrokh MAHDAVI  
Stagiaire

Section des ouvrages en terre  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

Jean JARDIN  
Ingénieur  
Laboratoire régional de l'Ouest parisien

### RÉSUMÉ

L'article rend compte de l'étude du comportement hydraulique en service d'une digue de retenue homogène de 15 m de hauteur, construite en argile peu plastique compactée. Cette étude, qui avait plus précisément pour objectif de caractériser l'anisotropie de perméabilité de l'ouvrage, s'appuie :

- sur des mesures de pression interstitielle dans l'ouvrage au moyen de l'équipement piézométrique posé lors de sa construction et d'un équipement piézométrique complémentaire spécialement mis en place,
- sur des mesures de perméabilité en place réalisées dans la digue et sa fondation,
- sur des études théoriques de l'écoulement permanent à travers l'ouvrage, effectuées par la méthode des éléments finis en tenant compte de diverses conditions d'anisotropie de perméabilité.

L'analyse des résultats expérimentaux et la confrontation des valeurs théoriques et expérimentales de la pression interstitielle mettent en évidence un comportement quasi isotrope de la digue vis-à-vis de la perméabilité.

**MOTS CLÉS :** Barrage en terre - Mesure - Pression interstitielle - Interprétation - Piézomètre - Perméabilité - Sous sol - Écoulement (fluide) - Éléments finis (méthode) - Isotropie - Limon - Expérimentation - Calcul - Digue - Bassin d'orage.

La digue de Maurepas-Courance est une digue en terre de 15 m de hauteur maximale qui délimite un réservoir ayant une capacité de stockage de 390 000 m<sup>3</sup> (hauteur maximale de retenue 14 m). Ce réservoir, qui joue à la fois le rôle de bassin permanent et celui de bassin tampon, n'est rempli, en période normale, qu'à environ la moitié de sa capacité (hauteur normale de retenue 10 m), le volume réservé permettant d'écarter les crues du ru de la vallée de la Courance qui collecte une partie des eaux de ruissellement de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines.

L'ouvrage, une digue homogène équipée d'un tapis drainant et d'un drain-cheminée, dont le projet a été établi par le Bureau d'ingénieurs-conseils Coyne et Bellier, est décrit de façon détaillée dans l'article de Delfaut *et al.* (1984) ainsi que les études effectuées par le Laboratoire de l'Ouest parisien dans le cadre du suivi de son comportement pendant et après sa construction. Outre des mesures de déplacements, ce suivi comportait le contrôle des pressions interstitielles au moyen d'assez nombreux piézomètres répartis dans deux profils transversaux, aussi Delfaut *et al.* ont-ils tenté d'estimer l'anisotropie de perméabilité de la digue à partir des pressions interstitielles mesurées. Cependant, la connaissance insuffisante de certaines données intervenant dans cette estimation n'a pas permis de conclure avec certitude, et une étude complémentaire s'est avérée nécessaire. Celle-ci a été effectuée conjointement par le LROP et la section des ouvrages en terre du LCPC dans le cadre des recherches relatives aux digues de faible hauteur. L'article rend compte de cette étude.

## PRINCIPE DE L'ÉTUDE

L'objectif de l'étude était de déterminer les valeurs du rapport d'anisotropie  $k_h/k_v$  ( $k_h$  et  $k_v$  étant respectivement les coefficients de perméabilité horizontale et verticale) des sols constituant le corps de digue et sa fondation, à partir des mesures piézométriques effectuées dans ceux-ci au cours d'une période où l'ouvrage est le siège d'un écoulement permanent, c'est-à-dire en période normale, lorsque le niveau du réservoir est stable depuis plusieurs mois. La méthode retenue pour l'interprétation de ces mesures consiste à comparer les valeurs expérimentales de la pression interstitielle aux valeurs théoriques correspondantes calculées en affectant successivement aux sols étudiés différentes valeurs du rapport d'anisotropie.

La mise en œuvre correcte de cette méthode impliquait :

- d'une part, une connaissance suffisamment précise des données nécessaires à l'étude théorique des écoulements et, en particulier, des contrastes de perméabilité entre les différentes zones de l'ouvrage, notamment entre le corps de digue et sa fondation ;
- d'autre part, que la pression interstitielle puisse être mesurée en des points suffisamment nombreux et judicieusement choisis.

L'étude géotechnique du site [Delfaut *et al.*, 1984] donne une description précise du sol de fondation et établit que l'argile à cérithes constitue un substratum imperméable pour la couche d'argile sableuse sur laquelle est fondée la digue (fig. 1). Cette étude fournit également des valeurs du coefficient de perméabilité de l'argile sableuse mais celles-ci, très dispersées, devaient être précisées dans la zone des mesures piézométriques. De plus, l'étude initiale ne donnait aucune indication chiffrée sur la perméabilité du corps de digue, constitué d'argile peu plastique compactée en couches minces (0,30 m) au moyen d'un rouleau à pieds dameurs. En amont du drain cheminée, le corps de digue est d'ailleurs subdivisé en deux zones ayant,

en principe, des perméabilités différentes, la zone 1 étant construite avec une argile un peu plus plastique que celle constituant la zone 2 (fig. 1). Mais, comme il s'est avéré très difficile de différencier ces matériaux lors de leur mise en œuvre, il est peu vraisemblable que leurs comportements soient très différents.

Par ailleurs, les piézomètres mis en place lors des travaux de construction, dans le cadre du suivi de l'ouvrage, avaient principalement pour but de contrôler les pressions interstitielles dans le sol de fondation et, de ce fait, un nombre limité d'entre eux a été posé dans le corps de digue.

Compte tenu de cette situation, il était nécessaire de déterminer les perméabilités de la digue et de l'argile sableuse de fondation dans la zone des mesures piézométriques ainsi que de compléter l'équipement du corps de digue en piézomètres. Les mesures de perméabilité et la pose des piézomètres supplémentaires ont été effectuées dans le profil de mesure A, c'est-à-dire dans celui des deux profils de mesures instrumentés lors de la construction, qui comportait le plus grand nombre de piézomètres posés au-dessus du toit de l'argile à cérithes. Les valeurs théoriques de la pression interstitielle dans l'ouvrage en régime d'écoulement permanent ont été calculées par la méthode des éléments finis au moyen du programme FLOT-NSAT [Humbert, 1984].

## PERMÉABILITÉS DE LA DIGUE ET DE SA FONDATION

Les essais complémentaires, ayant pour but de déterminer les perméabilités respectives du corps de digue et de la couche d'argile sableuse, étaient des essais de perméabilité à charge constante effectués au pressioperméamètre Ménard. Ils ont été réalisés dans deux sondages à la tarière hélicoïdale (diamètre 63 mm) pratiqués, l'un depuis la crête de la digue, l'autre depuis la surface du talus amont, un peu au-dessus du niveau atteint par l'eau dans le réservoir en période

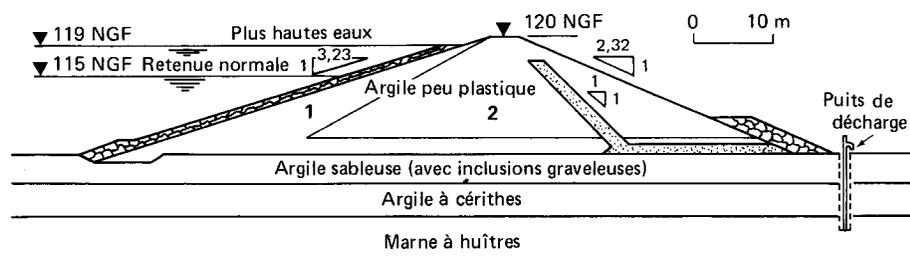


Fig. 1 — Coupe transversale type de l'ouvrage, et principales caractéristiques d'identification de l'argile constitutive du corps de digue.

### Caractéristiques du corps de digue

Zone	Limites d'Atterberg		Caractéristiques de compactage		Caractéristiques optimales Proctor normal	
	$w_L$ (%)	$I_p$ (%)	$w$ (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_{d,max}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	$37 < w_L < 40$ $w_L = 38$	$15 < I_p < 22$ $I_p = 18$	$16 < w < 19$ $w = 17,8$	$16,9 < \gamma_d < 18,5$ $\bar{\gamma}_d = 17,7$	$15 < w_{opt} < 15,5$ $w_{opt} = 15,3$	$18,1 < \gamma_{d,max} < 18,9$ $\bar{\gamma}_{d,max} = 18,4$
2	$26 < w_L < 28$ $w_L = 27$	$10 < I_p < 12$ $I_p = 11$	$11,5 < w < 17$ $w = 14,5$	$16,8 < \gamma_d < 18,7$ $\bar{\gamma}_d = 17,8$	$12 < w_{opt} < 15$ $w_{opt} = 14$	$17,5 < \gamma_{d,max} < 18,7$ $\bar{\gamma}_{d,max} = 18,3$

normale. Les essais ont dû être arrêtés à une profondeur de 17,50 m dans le premier sondage et à une profondeur de 4 m dans le second, cela en raison de l'instabilité des parois des sondages.

Les valeurs du coefficient de perméabilité mesurées au niveau des essais sont reportées sur la figure 2. Si l'on admet que chacune de ces valeurs est représentative de la perméabilité de la tranche de sol limitée par les plans horizontaux situés respectivement à mi-distance du point de mesure considéré et des points de mesures immédiatement supérieur et immédiatement inférieur, on obtient les profils de perméabilité représentés sur la figure 2.

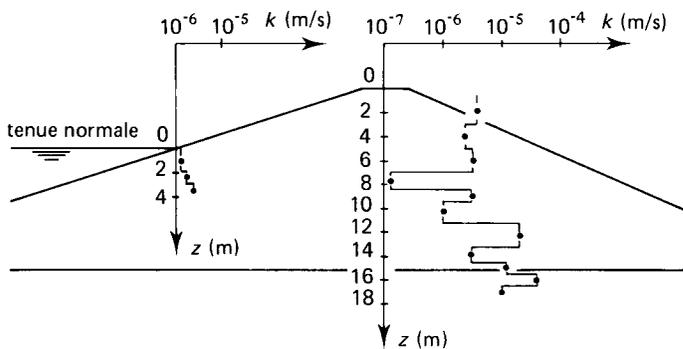


Fig. 2 — Résultats des essais de perméabilité en place réalisés dans la digue et sa fondation. Profils de perméabilité.

On constate que, sur les onze essais effectués dans le corps de digue, neuf fournissent des valeurs du coefficient de perméabilité comprises entre  $10^{-6}$  m/s et  $4 \times 10^{-6}$  m/s (moyenne  $2,4 \times 10^{-6}$  m/s), les deux autres conduisant à des valeurs qui se différencient nettement des précédentes et les encadrent ( $k = 1,25 \times 10^{-7}$  m/s et  $k = 2 \times 10^{-5}$  m/s). On constate également que les essais ne mettent pas en évidence des différences significatives entre les perméabilités de la zone amont (zone 1) et de la zone centrale (zone 2).

Les trois valeurs du coefficient de perméabilité mesurées dans la moitié supérieure de la couche de fondation sont relativement groupées ( $10^{-5}$  m/s  $<$   $k$   $<$   $4 \times 10^{-5}$  m/s) et permettent une estimation correcte (tout au moins dans la zone des essais) du contraste de perméabilité entre la digue et sa fondation. En effet, le coefficient de perméabilité moyen de cette dernière, égal à  $2 \times 10^{-5}$  m/s, est à peu près dix fois supérieur à celui du corps de digue.

Les essais de perméabilité en place mesurant le coefficient de perméabilité horizontal du sol ne fournissent, en principe, pas d'information sur l'anisotropie de perméabilité. Cependant, celle-ci étant liée, pour une grande part, à l'hétérogénéité du sol, une faible dispersion des mesures en place indique (si elles sont suffisamment nombreuses et si le sol n'est pas finement stratifié) une anisotropie modérée. La relative homogénéité des résultats des mesures effectuées dans le corps de digue donne donc à penser que celui-ci est caractérisé par un rapport d'anisotropie assez faible. On a tenté d'apprécier sa valeur à partir du profil de perméabilité relatif à la partie centrale de la digue, en faisant l'hypothèse que chaque tranche de sol prise en compte pour l'établissement de ce profil était homo-

gène et isotrope. Il était alors possible de calculer les valeurs  $k_{\text{heq}}$  et  $k_{\text{veq}}$  des coefficients de perméabilité horizontale et verticale équivalents et d'en déduire le rapport d'anisotropie  $k_{\text{heq}}/k_{\text{veq}}$  \*. On a obtenu les valeurs  $k_{\text{heq}} = 5 \times 10^{-6}$  m/s et  $k_{\text{veq}} = 8,5 \times 10^{-7}$  m/s, qui correspondent à un rapport d'anisotropie de l'ordre de 6.

## ÉQUIPEMENT COMPLÉMENTAIRE EN PIÉZOMÈTRES

L'équipement piézométrique mis en place dans les profils de mesures A et B lors de la construction de la digue comporte quinze piézomètres classiques constitués de tubes de 60 mm de diamètre intérieur, crépinés sur une hauteur de 1,50 m, et de douze piézomètres de type PAC [Levillain, 1976]. Comme indiqué précédemment, la plupart de ces appareils ont été posés dans les couches de fondation et seuls cinq piézomètres classiques permettaient d'effectuer des mesures dans la digue.

Six piézomètres supplémentaires ont été mis en place dans la digue au niveau du profil de mesures A. Leur position dans ce profil a été fixée de façon à obtenir la meilleure image possible de la distribution des pressions interstitielles dans la digue en période normale, c'est-à-dire pour une hauteur de retenue de 10 m. Ces piézomètres sont des piézomètres classiques constitués de tubes de 12 mm de diamètre intérieur, crépinés sur une hauteur de 0,50 m (ces caractéristiques ont été adoptées afin d'obtenir un temps de réponse plus court que celui des piézomètres classiques déjà en place et de réaliser des mesures mieux localisées). Leur situation dans le profil A est représentée sur la figure 3, ainsi que celle des piézomètres mis en place initialement dans ce profil et dans le profil B, au-dessus du toit de l'argile à cérithes (les profils A et B étant pratiquement identiques aux plans de la géométrie et des propriétés géotechniques, on a tenu compte, dans l'étude de l'anisotropie, des mesures effectuées dans les deux profils).

## ÉTUDE EXPÉRIMENTALE DE L'ÉCOULEMENT. DÉTERMINATION DE LA SURFACE LIBRE

L'écoulement à travers la digue et la couche d'argile sableuse a été étudié à partir des mesures de pression interstitielle effectuées six mois après la pose des piézomètres supplémentaires (les résultats des mesures sont donnés sur la figure 3). La surface du réservoir et les

\* On rappelle que les valeurs de  $k_{\text{heq}}$  et  $k_{\text{veq}}$  relatives à un ensemble de  $n$  couches homogènes et isotropes, d'épaisseurs respectives  $d_i$  et de coefficients de perméabilité respectifs  $k_i$  ( $i$  variant de 1 à  $n$ ), sont obtenues à partir des expressions :

$$k_{\text{heq}} = \frac{\sum_1^n d_i k_i}{\sum_1^n d_i} \quad \text{et} \quad k_{\text{veq}} = \frac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n \frac{d_i}{k_i}}$$

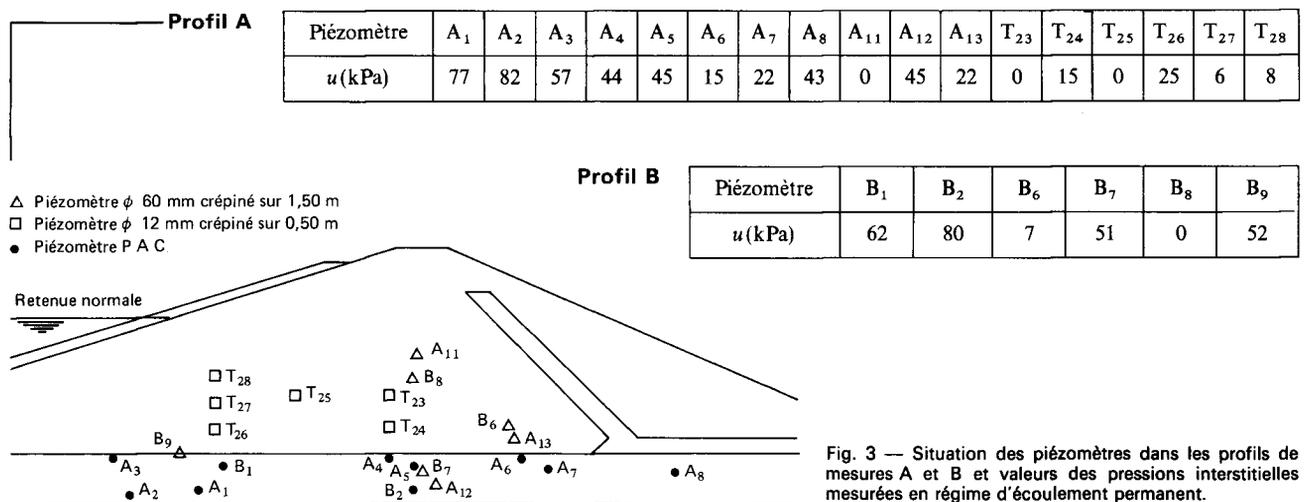


Fig. 3 — Situation des piézomètres dans les profils de mesures A et B et valeurs des pressions interstitielles mesurées en régime d'écoulement permanent.

pressions interstitielles n'ayant subi que de faibles fluctuations au cours de ces six mois (l'amplitude maximale de variation du niveau du réservoir était de 0,30 m et la plupart des piézomètres indiquaient des variations de pression interstitielle inférieures à 2 kPa), le régime d'écoulement à l'époque des mesures pouvait être considéré comme permanent.

La surface libre de l'écoulement a été déterminée à partir des mesures piézométriques effectuées dans la digue. Cette surface est située dans une zone limitée à sa partie supérieure par les piézomètres les plus bas dans lesquels la pression est nulle (T<sub>23</sub> et T<sub>25</sub>) et, à sa partie inférieure, par les niveaux piézométriques mesurés dans les piézomètres les plus élevés qui indiquent une pression non nulle (T<sub>28</sub>). Le point de passage de la surface libre au droit du piézomètre B<sub>6</sub> correspondant, d'autre part, au niveau d'eau mesuré dans ce piézomètre (puisque ce niveau d'eau a été relevé sur la hauteur crépinée), la surface libre a pu être obtenue de façon assez précise, sauf dans sa partie aval au voisinage du drain cheminée (fig. 4). L'allure de la surface libre suggère que l'anisotropie du corps de digue, vis-à-vis de la perméabilité, est assez faible.

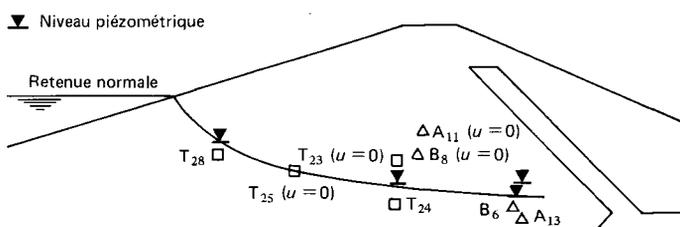


Fig. 4 — Représentation de la surface libre déterminée à partir des mesures effectuées dans les piézomètres supérieurs.

### INTERPRÉTATION DES MESURES PAR LE CALCUL. ÉTUDE DE L'ANISOTROPIE DE PERMÉABILITÉ

Deux procédures de détermination des valeurs théoriques de la pression interstitielle ont été successivement employées. La première a consisté à étudier l'écoulement dans l'ouvrage à partir d'un modèle numérique

représentant la digue et la couche de fondation (argile sableuse), les conditions aux limites imposées dans les différents calculs effectués sur ce modèle étant celles qui auraient été prises en compte dans un calcul prévisionnel classique. Dans la seconde, les écoulements respectifs dans la digue et la fondation ont été étudiés à partir de modèles numériques distincts et certaines conditions aux limites ont été fixées à partir des valeurs expérimentales de la pression interstitielle.

TABLEAU I. — Valeurs relatives des coefficients de perméabilité attribués au corps de digue et à la fondation dans les études d'écoulement effectuées à partir du modèle représenté sur la figure 5 a.

Cas	Corps de digue	Fondation
1	$k_h = k_v = 1$	$k_h = k_v = 10$
2	$k_h = k_v = 1$	$k_h = 10, k_v = 1$
3	$k_h = k_v = 1$	$k_h = k_v = 15$
4	$k_h = 25, k_v = 1$	$k_h = k_v = 250$
5	$k_h = 25, k_v = 1$	$k_h = 250, k_v = 10$

Le modèle utilisé dans le cadre de la première procédure est représenté sur la figure 5 a ainsi que les conditions aux limites prises en compte dans les calculs. Les valeurs des coefficients de perméabilité horizontale et verticale successivement affectées à la digue et à sa fondation sont consignées dans le tableau I. Le choix de ces valeurs a été guidé par les considérations suivantes :

- les essais de perméabilité en place montrent que le rapport des perméabilités horizontales de la digue et de la fondation est de l'ordre de 10;
- la forme de la surface libre indique que la digue est isotrope ou faiblement anisotrope;
- les résultats obtenus par Delfaut *et al.* ne permettaient pas d'exclure l'éventualité de rapports d'anisotropie de l'ordre de 25.

Dans aucun des cinq cas étudiés, la concordance entre les valeurs théoriques et expérimentales de la pression interstitielle n'est satisfaisante. De ce fait, les résultats obtenus ne seront pas détaillés ici. On se contentera

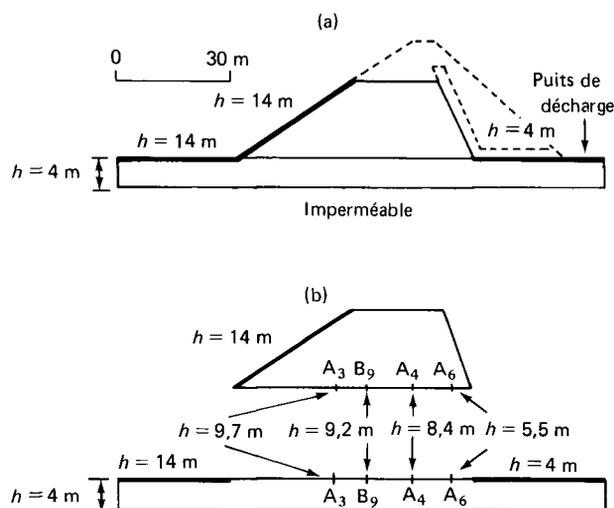


Fig. 5 — Schémas des modèles utilisés pour l'étude des écoulements par la méthode des éléments finis.  
 a) la digue et la couche de fondation sont représentées par un modèle unique.  
 b) la digue et le sol de fondation sont représentés par des modèles distincts.

de signaler que la moins mauvaise concordance entre les mesures et le calcul est obtenue dans les cas 1 et 3 (digue isotrope sur fondation isotrope).

Les écarts entre les distributions théorique et réelle de la pression interstitielle doivent être imputés principalement à un manque de représentativité du modèle au niveau de la fondation, notamment au fait que cette dernière, considérée comme homogène, est, en fait, hétérogène et, éventuellement, à une mauvaise appréciation des conditions imposées le long des limites verticales du modèle. Aussi, pour éviter que les erreurs liées à la modélisation de la fondation ne se répercutent sur les valeurs théoriques de la pression interstitielle dans la digue, a-t-on étudié séparément l'écoulement dans la digue et dans la couche de fondation à partir des deux modèles représentés sur la

figure 5b. La distribution de la charge hydraulique a été imposée le long de l'interface digue-fondation. Cette distribution, définie par les valeurs de la charge mesurées le long de cet interface dans les piézomètres A<sub>3</sub>, B<sub>9</sub>, A<sub>4</sub> et A<sub>6</sub>, a été supposée linéaire dans les intervalles limités par ces piézomètres ainsi qu'entre le pied amont de la digue et le piézomètre A<sub>3</sub> et entre le piézomètre A<sub>6</sub> et le pied du drain-cheminée. L'étude théorique de l'écoulement à travers chacun de ces modèles a été faite pour les valeurs 1, 9, 16, 25 du rapport d'anisotropie.

Les valeurs de la pression interstitielle ainsi calculées dans la couche de fondation sont pratiquement indépendantes du rapport d'anisotropie et, à l'emplacement des piézomètres, sont très proches des valeurs mesurées (l'écart varie de 1 à 7 kPa sauf au piézomètre B<sub>2</sub> où il atteint 22 kPa). Mais ces résultats ne sont guère significatifs, car le fait de fixer les pressions interstitielles le long du toit de la couche de fondation caractérisée par une épaisseur très faible, revient pratiquement à imposer le champ de pression interstitielle dans cette couche.

En revanche, la distribution théorique des pressions interstitielles dans la digue varie avec le rapport d'anisotropie et la comparaison des valeurs mesurées et des valeurs calculées à l'emplacement des piézomètres (tableau II) montrent que la meilleure concordance est obtenue entre celles-ci dans le cas où la digue est supposée isotrope. La concordance entre mesures et calcul peut alors être considérée comme satisfaisante pour les valeurs correspondant à sept piézomètres sur dix. Il apparaît également que, dans la zone où elle a pu être définie avec une précision suffisante, c'est-à-dire sur la majeure partie de sa longueur, la surface libre observée est très proche de la surface libre calculée dans l'hypothèse d'un ouvrage isotrope (fig. 6a) et ne présente guère de similitudes avec la surface libre théorique correspondant à un rapport d'anisotropie de 9 (fig. 6b). Il s'ensuit que le comportement hydraulique global de l'argile constitutive du corps de digue est celui d'un matériau isotrope ou faiblement

TABLEAU II — Comparaison des valeurs de la pression interstitielle mesurées dans la digue et des valeurs théoriques correspondantes calculées pour différentes valeurs du rapport d'anisotropie  $k_h/k_v$ , à partir du modèle représenté sur la figure 5b.

Piézomètre	Pression interstitielle mesurée (kPa)	Pression interstitielle calculée (kPa)			
		$k_h/k_v=1$	$k_h/k_v=9$	$k_h/k_v=16$	$k_h/k_v=25$
A <sub>11</sub>	0	0	0	0	0,5
A <sub>13</sub>	22	5	11	13,5	13,5
B <sub>6</sub>	7	3,5	9	12,5	12,7
B <sub>8</sub>	0	0	1	3	7,5
T <sub>23</sub>	0	0	7,5	12	14,5
T <sub>24</sub>	15	21,5	24,5	26	26,5
T <sub>25</sub>	0	7,5	17,5	20,5	22,5
T <sub>26</sub>	25	37	40	41	41,5
T <sub>27</sub>	6	24	29	31	32
T <sub>28</sub>	8	10	17,5	20	22

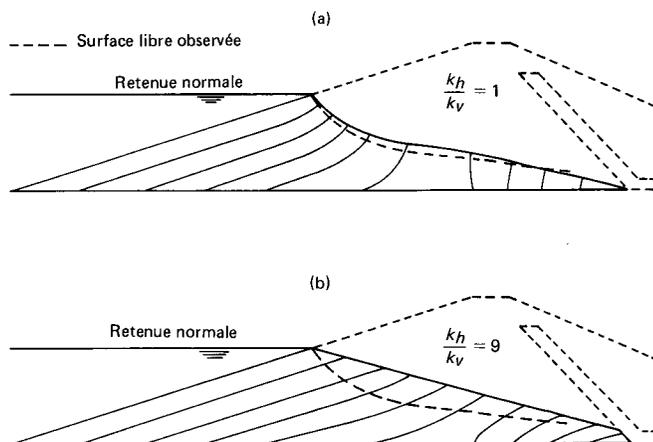


Fig. 6 — Représentation de réseaux d'écoulement théoriques dans le corps de digue et comparaison des surfaces libres théoriques et observées.

a) cas ou  $k_h/k_v = 1$   
 b) cas ou  $k_h/k_v = 9$

Ces réseaux ont été établis à partir du modèle de la figure 5 b.

anisotrope. Ce comportement peut sembler assez surprenant en raison du fait que l'argile ne peut être considérée comme homogène (en particulier, sa plasticité varie dans d'assez larges limites) mais est cohérent avec la dispersion assez faible des perméabilités mesurées dans la digue, ainsi qu'avec le mode de compactage de l'argile (compactage en couches minces au rouleau à pieds dameurs).

## CONCLUSION

L'interprétation des mesures piézométriques et des mesures de perméabilité en place effectuées dans la digue de Maurepas-Courance et dans sa fondation, a permis de préciser le comportement hydraulique de l'ouvrage.

La dispersion relativement faible des mesures de perméabilité réalisées dans l'argile peu plastique constituant le corps de digue, l'allure de la surface libre de l'écoulement déterminée expérimentalement et la comparaison des valeurs mesurées de la pression interstitielle aux valeurs théoriques correspondantes calculées en tenant compte de différentes valeurs du rapport d'anisotropie de perméabilité, mettent en évidence le comportement quasi isotrope de l'ouvrage. En revanche, l'anisotropie de la couche de fondation n'a pu être précisée.

## — RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES —

- DELFAUT A., JARDIN J., BALDIT R., Les bassins de Maurepas-Courance et des Roussières. Constatations sur la digue de Maurepas-Courance, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **131**, mars-avril 1984.
- HUMBERT P., Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieu poreux, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 1984, à paraître.
- LEVILLAIN J.-P., Mesures pneumatiques. La sonde piézométrique LPC, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **76**, mars-avril 1975, p. 19-24.



## Constatations sur la digue des Roussières

Jean JARDIN  
Ingénieur

Robert BALDIT  
Technicien supérieur

Abel DELFAUT  
Assistant

Laboratoire régional de l'Ouest parisien

### RÉSUMÉ

Située sur le territoire de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines (département des Yvelines) la digue des Roussières est un barrage de hauteur moyenne (environ 15 m) qui ferme une retenue d'eau pluviale de 400 000 m<sup>3</sup>. C'est une digue homogène en limon avec un dispositif de drainage (cheminée et tapis drainant). Bien que de dimensions relativement modestes, l'ouvrage qui intéresse la sécurité publique a été équipé d'un important dispositif d'auscultation. Des constatations sur son comportement hydraulique et mécanique ont été effectuées lors d'un remplissage aux plus hautes eaux, réalisé en fin de construction et durant deux années après la mise en service au niveau permanent. Plus particulièrement, après mise en place des piézomètres complémentaires, on a étudié au niveau permanent l'anisotropie hydraulique du limon constituant le corps de digue. Après un rappel des études effectuées au stade du projet, l'article rend compte des résultats de ces constatations. Le comportement quasi isotrope ( $k_h/k_v \approx 1$ ) du limon constitue le résultat le plus important de ces observations. Les auteurs pensent que ce fait est lié pour l'essentiel au mode de mise en œuvre du matériau.

**MOTS CLÉS :** Barrage en terre - Limon - Drainage - Auscultation - Isotropie - Perméabilité - Alluvion - Sable - Sous sol - Stabilité - Drainage - Mesure - Déplacement - Modèle analogique - Écoulement (fluide) - Pression interstitielle - Digue - Bassin d'orage.

La digue des Roussières, située sur le territoire de la ville nouvelle de Saint-Quentin-en-Yvelines, permet de réguler l'évacuation d'une partie des eaux pluviales du centre ville par la création d'un bassin tampon dont la capacité est de 400 000 m<sup>3</sup> aux plus hautes eaux (PHE à 150,40 NGF).

L'ouvrage a 238 m de long, 17 m de haut au maximum, 150 m (en pied) et 65 m (en crête) de large, la voie routière E2 étant liée à la digue proprement dite (fig. 1). Au niveau normal (143 NGF), le plan d'eau présente une surface de 3 ha et la hauteur d'eau est d'environ 7 m en pied de digue. L'ouvrage est de type homogène en limon avec des pentes amont de 3/1 et aval de 2/1. Il comporte un dispositif de drainage constitué d'une cheminée centrale, de trois tranchées et d'une ligne de puits filtrants au pied aval. Le parement amont est protégé par des enrochements. Le bureau d'étude Coyne et Bellier a été chargé des études préalables et de la conception de l'ouvrage. Sous sa direction, le LROP a réalisé la reconnaissance géotechnique.

Bien qu'elle ne relevât pas du contrôle du comité technique permanent des grands barrages, la digue, située directement à l'amont d'une petite agglomération, a été l'objet d'un soin particulier du point de vue de la sécurité (application de la circulaire ministérielle 70.15 du 14 août 1970 (fascicule du ministère de l'Équipement et du Logement n° 94/70 texte 755 (70.94) concernant l'inspection et la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique). Construite entre 1976 et 1979, elle a été équipée d'un système de contrôle comprenant des repères topographiques et des piézomètres. Soumise en fin de construction à l'épreuve d'une

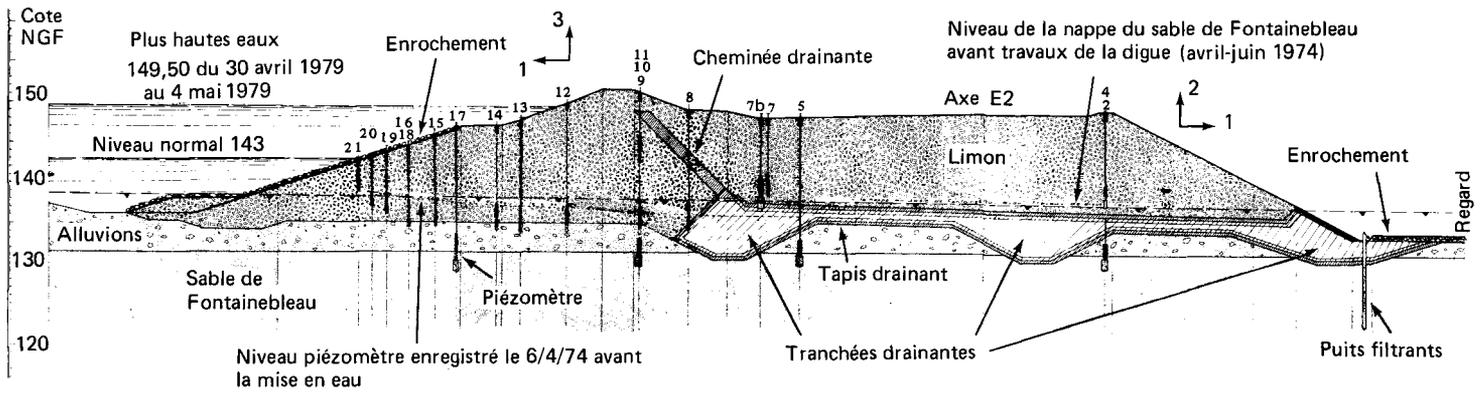


Fig. 1. — Profil en travers de la digue des Roussières.

première mise en eau à la cote maximale, elle a ensuite fait l'objet d'un suivi pendant deux ans après sa mise en service. On a saisi l'opportunité de ces opérations, d'une part, pour effectuer des constatations sur le comportement hydraulique de l'ouvrage lors de la première mise en eau et, d'autre part, après mise en place des piézomètres supplémentaires, pour étudier, au niveau permanent, la question de l'anisotropie hydraulique du limon constituant le corps de digue. La présentation des résultats de ce travail constitue le sujet principal de cet article. Au préalable, on présentera un ensemble d'informations concernant l'ouvrage :

- les informations directement nécessaires à la compréhension du sujet,
- les informations présentant un intérêt du point de vue plus général de l'étude des digues.

### Géologie du site

Du point de vue géologique (fig. 2) le projet est situé en bordure du plateau de Trappes, constitué, sous une couche superficielle de limon, par la formation des argiles à meulière et calcaires de Beauce reposant sur les sables de Fontainebleau dont l'épaisseur est de l'ordre de 50 m. Le toit des sables forme une dune au relief bien marqué, orientée NO-SE, que la petite Bièvre entaille en créant un versant abrupt au nord et un versant à pente douce au sud. Dans la partie centrale de l'ouvrage, le sol est constitué par des alluvions reposant directement sur les sables de Fontainebleau. Les sols sont baignés par la nappe des sables de Fontainebleau, qui est en charge sous les alluvions.

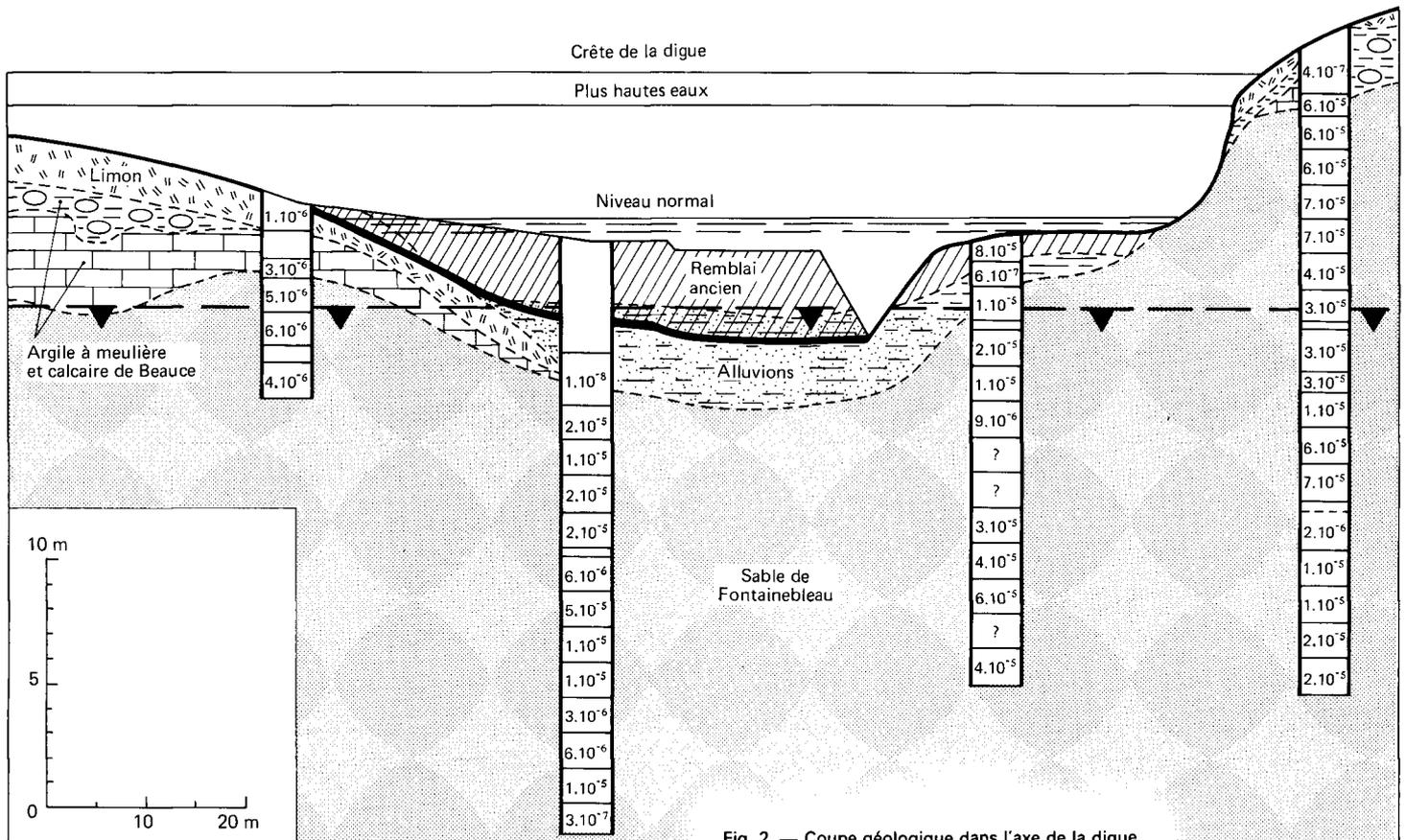
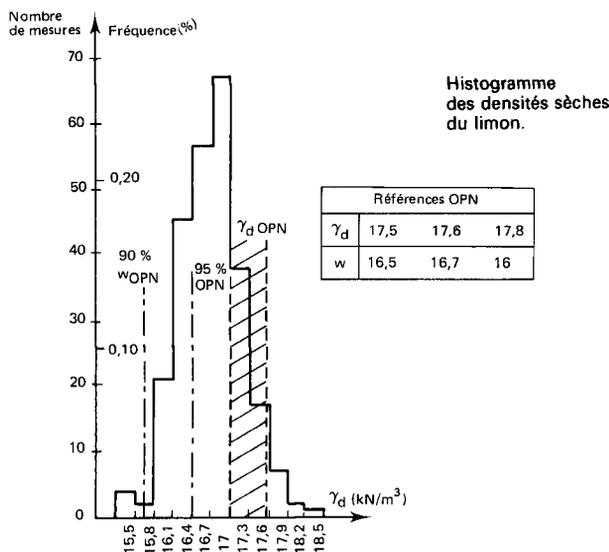
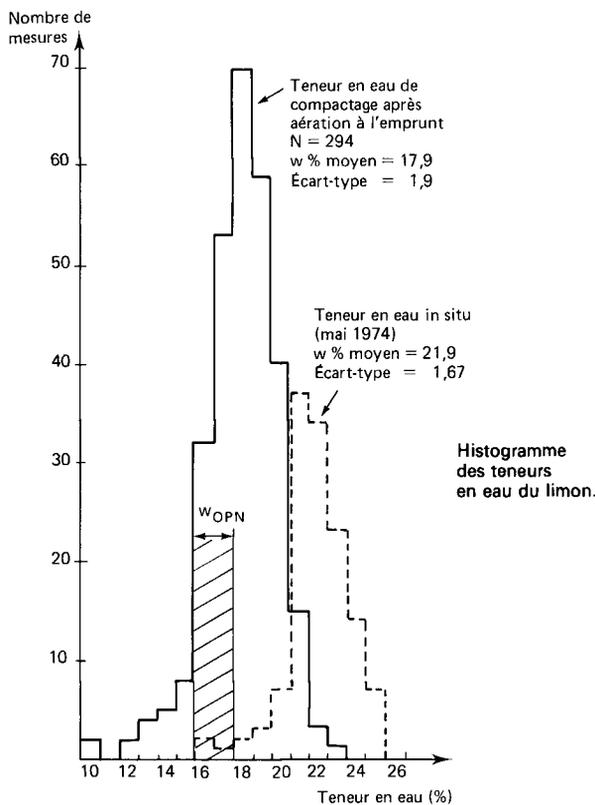
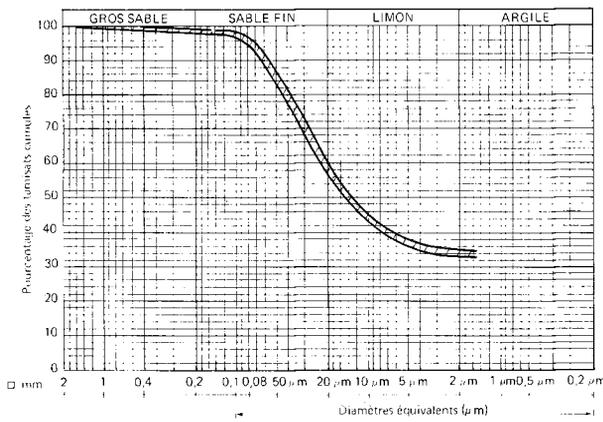


Fig. 2. — Coupe géologique dans l'axe de la digue.

Fig. 3. — Analyse granulométrique du limon de corps de digue.



Les constatations et études hydrauliques ayant été faites dans la partie centrale de l'ouvrage, on indique ci-après les caractéristiques géotechniques des trois catégories de sols concernées.

**Limon constitutif du corps de digue**

Extrait sur le plateau à proximité du site, il s'agit d'une argile peu plastique (classification LPC : Ap) d'une granularité particulièrement homogène à l'échelle de l'emprunt (cf. l'étroussure du fuseau — fig. 3) et dont les caractéristiques d'identification sont les suivantes :

- Teneur en eau :  $16\% < w < 25\%$ , moyenne =  $22\%$
- Limite de liquidité :  $30\% < w_L < 38\%$
- Indice de plasticité :  $10 < I_p < 17$
- Optimum proctor normal :  $\gamma_d = 17,5 \text{ kN/m}^3$ ,  $w = 16,5\%$ .

L'utilisation de ce matériau posait un problème en raison de ses fortes teneurs en eau. Grâce à un assèchement lors du terrassement (aération par pulvimixer), la dispersion des teneurs en eau, et donc des poids volumiques secs, a pu être limitée (fig. 3) lors de la mise en œuvre, sans pouvoir toutefois satisfaire complètement les règles de l'art en la matière (45% des valeurs du poids volumique sec sont inférieures à 95% de l'OPN) et cela malgré une énergie de compactage correcte (couches de 0,30 m d'épaisseur maximale compactées à l'aide d'un rouleau à pieds d'ameurs type PD1 et PD2 dans la classification RTR\*.

**Couche constituant la fondation de la digue**

D'une épaisseur maximale de l'ordre de 4 m, cette couche est constituée d'un mélange (colluvions) d'alluvions et de sols en place. La largeur du fuseau granulométrique (fig. 4) traduit cette hétérogénéité bien qu'en moyenne la partie supérieure (2 m) de la couche soit plus fine (elle tend vers un sol type Ap) et la partie inférieure, plutôt constituée d'un sable argileux renfermant des petits blocs et grains de meulière, plus grossière (sol type SA). L'ensemble est peu plastique

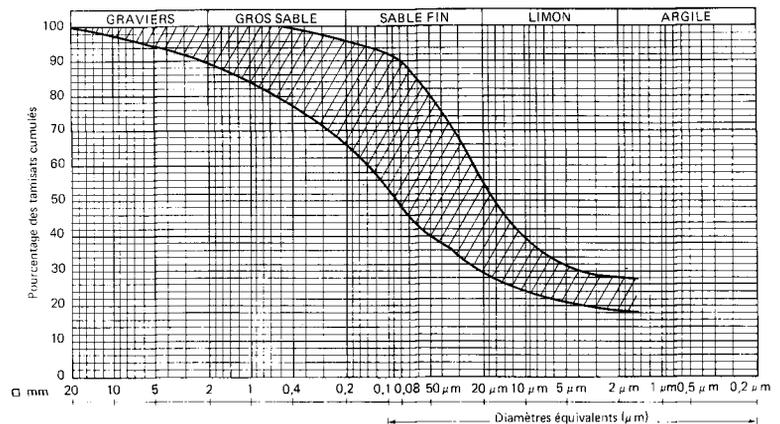


Fig. 4. — Analyse granulométrique des alluvions.

\* RTR : Recommandation pour les terrassements routiers, SETRA-LCPC, 1976.

( $I_{p \max} = 14$ ,  $w_{L \max} = 42$ ), peu compressible et relativement consistant, les essais au scissomètre et au pressiomètre ayant donné les résultats moyens suivants :

$$c_u = 35 \text{ kPa}, p_i = 380 \text{ kPa}, E_M = 2\,500 \text{ kPa}.$$

### Sable de Fontainebleau

Il s'agit d'un sable fin (classification LPC Sm-SL) compact ( $p_i > 2\,000 \text{ kPa}$ ), dont la partie supérieure (les dix premiers mètres approximativement) est en moyenne plus fine que la partie inférieure (fig. 5).

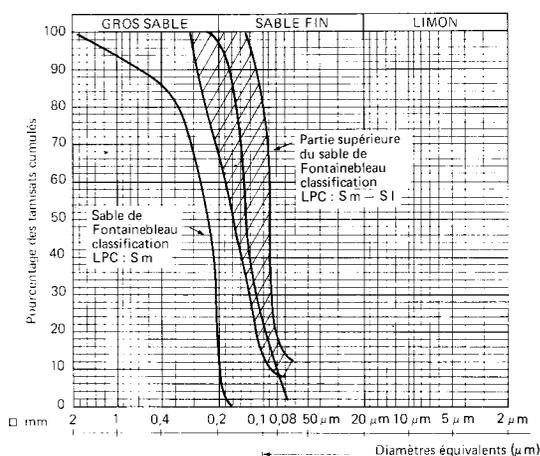


Fig. 5. — Analyse granulométrique du sable de Fontainebleau.

### Connaissance de la perméabilité au stade de l'étude du projet

#### Sable de Fontainebleau

Mesurée par soixante-huit essais Lefranc, la perméabilité du sable de Fontainebleau confirme l'existence de deux niveaux dans la couche (fig. 6) : la partie supérieure (environ les dix premiers mètres) caractérisée par la valeur médiane  $k_h = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ , et la partie

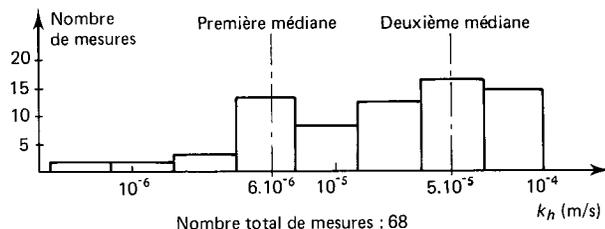


Fig. 6. — Histogramme des perméabilités du sable de Fontainebleau.

inférieure, caractérisée par la valeur médiane  $k_h = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ . Un essai de pompage, réalisé dans la partie inférieure, a également donné la valeur de  $5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ . Quatre essais au perméamètre de laboratoire ont donné les valeurs indiquées dans le tableau I pour la perméabilité verticale.

#### Fondation

Seuls deux essais Lefranc ont été effectués dans cette couche.

#### Limon du corps de digue

La perméabilité a été déterminée lors d'essais oedométriques réalisés sur des éprouvettes de limons compactés à l'énergie Proctor à des teneurs en eau proches de cet optimum (OPN, OPN+2, OPN+4) et soumises à des contraintes verticales croissantes (100 à 400 kPa). On obtient  $k_v < 10^{-8} \text{ m/s}$ .

Le tableau I fait clairement apparaître les insuffisances de la connaissance de la perméabilité au stade de l'étude, à la fois du point de vue du contraste entre le corps de digue et les sols en place sous l'ouvrage et également du point de vue de l'anisotropie (les quelques valeurs de  $k_h/k_v$  obtenues dans le sable en comparant les essais au perméamètre sur échantillons intacts aux essais Lefranc effectués à proximité des niveaux de prélèvement des échantillons ne sont pas significatives).

TABLEAU I

Connaissance de la perméabilité au stade de l'étude du projet.

	$k_h$ (m/s)	$k_v$ (m/s)			$k_h/k_v$	
		Pressions verticales d'essai (kPa)	OPN	OPN+2		OPN+4
Limon (corps de digue)	Néant (aucun essai)	100	$10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-10}$	$4 \cdot 10^{-11}$	?
		200	$2 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-10}$	$6 \cdot 10^{-11}$	
		400	$10 \cdot 10^{-10}$	$5 \cdot 10^{-11}$	$3 \cdot 10^{-11}$	
Fondation	$< 10^{-8}$					?
Sable de Fontainebleau	1 <sup>er</sup> ensemble : $5 \cdot 10^{-5}$ 2 <sup>e</sup> ensemble : $6 \cdot 10^{-6}$ $5 \cdot 10^{-5}$ essai pompage		$3,5 \cdot 10^{-7} <$		$< 2 \cdot 10^{-6}$	22, 4, 1,5, 11

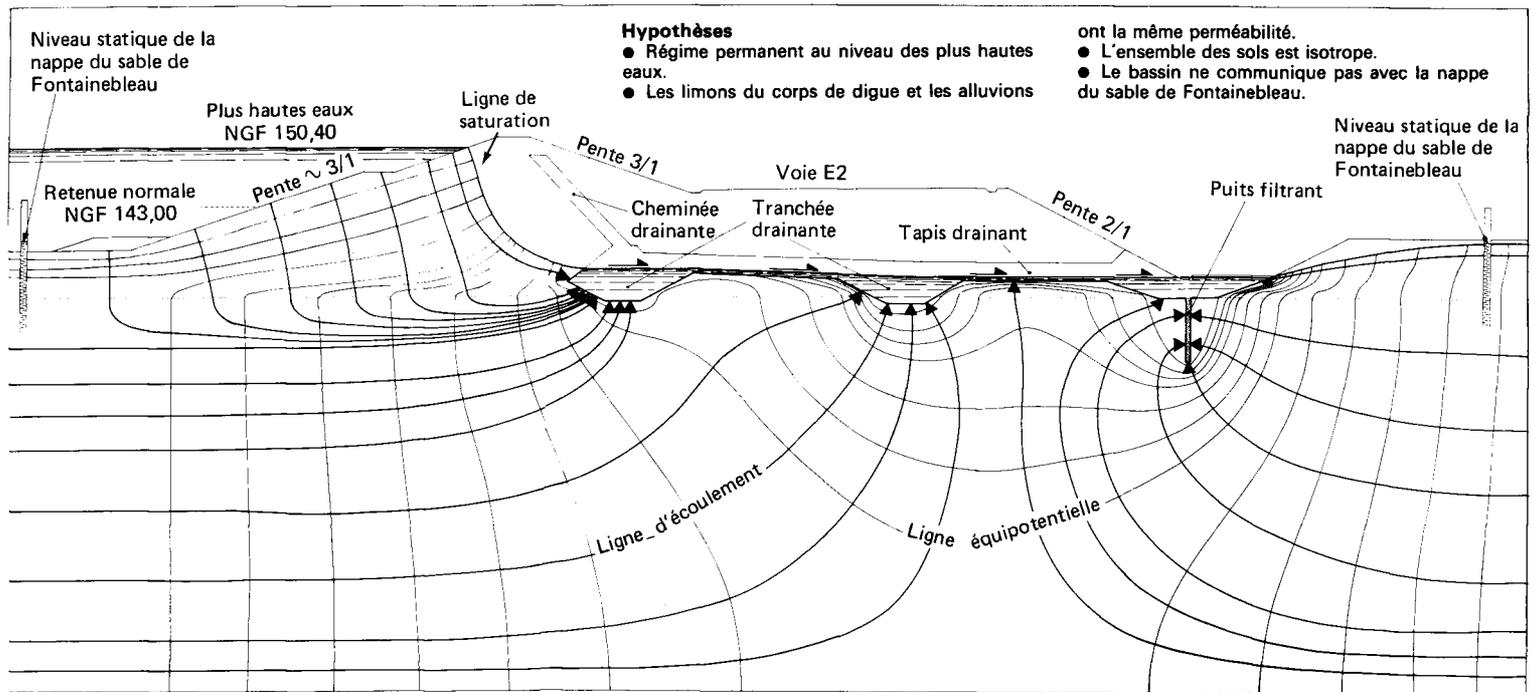


Fig. 7. — Réseau d'écoulement construit par analogie électrique.

## STABILITÉ DE L'OUVRAGE

L'ouvrage a été conçu par le bureau Coyne et Bellier sur la base de son expérience. Le maître d'œuvre a demandé au LROP de vérifier sa stabilité. On présente ci-après les résultats de cette étude de stabilité et, en particulier, l'étude hydraulique effectuée dans ce cadre et qui a servi de référence aux constatations et études ultérieures.

### Stabilité à court terme

Avec une cohésion  $c_u$  de 35 kPa pour la couche de fondation, le coefficient de sécurité vis-à-vis du poinçonnement déterminé par la méthode de Mandel-Salénçon était de 2,7. En tenant compte d'une cohésion  $c_u$  du limon du corps de digue égale à 80 à 100 kPa et déterminée par des essais triaxiaux UU sur matériau compacté, le coefficient de sécurité minimal des talus de l'ouvrage était de 1,5.

### Stabilité à long terme

Celle du parement amont a été étudiée dans le cas d'une vidange rapide totale du bassin à partir des plus hautes eaux.

Avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

- limon :  $\varphi' = 32^\circ$ ,  $c' = 5$  kPa,
- fondation :  $\varphi' = 35^\circ$ ,  $c' = 0$

on obtient :  $F > 2,10$ .

En fonctionnement permanent, avec les mêmes caractéristiques, le talus aval présente un coefficient de sécurité :  $F > 1,50$ .

## Étude hydraulique

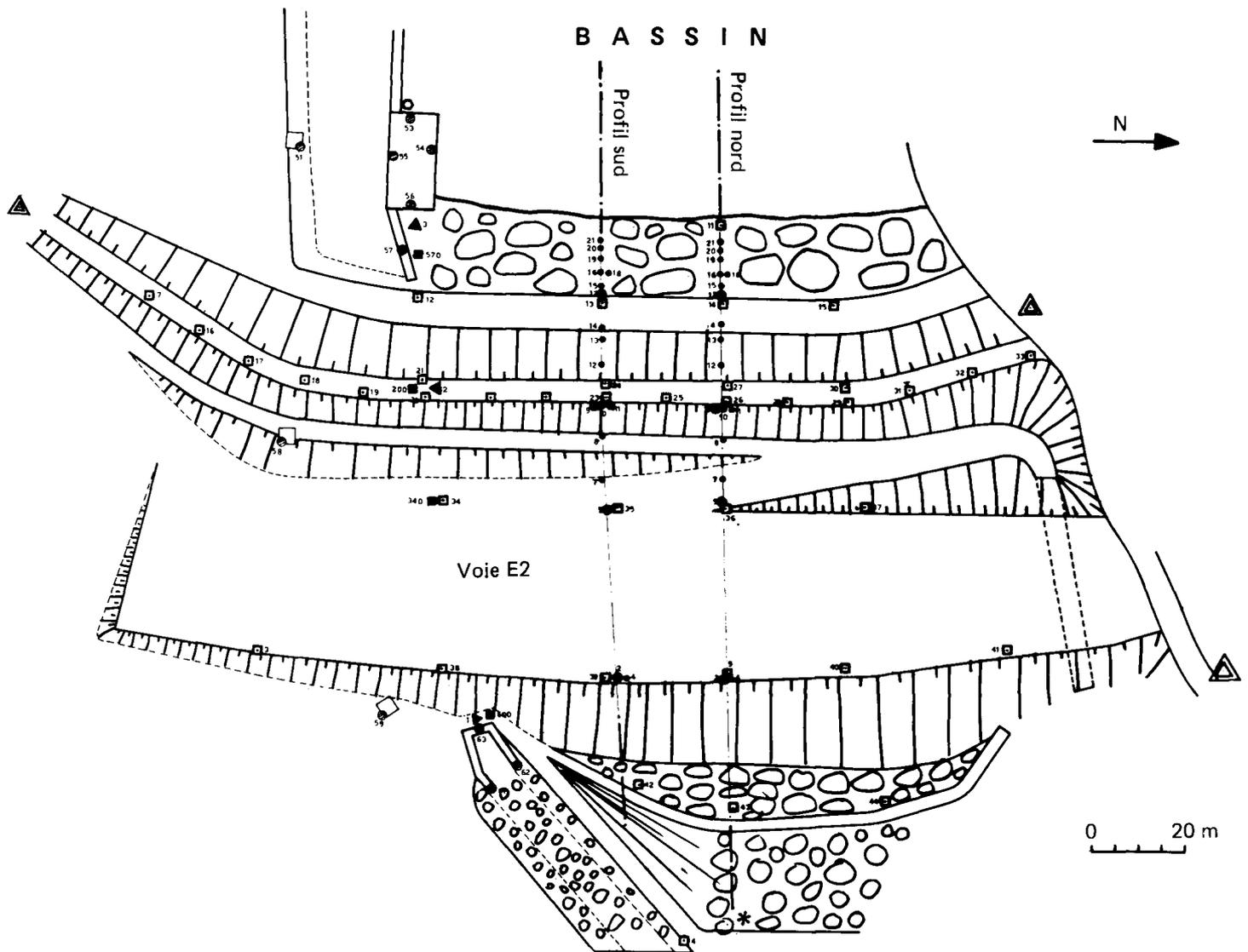
L'étude des conditions hydrauliques de la vidange rapide a nécessité la construction préalable du réseau d'écoulement en régime permanent avec un niveau du bassin correspondant à celui des plus hautes eaux (150,40 NGF). Construit par analogie électrique en supposant que les sols étaient isotropes et que le corps de digue et la fondation avaient la même perméabilité, ce réseau est présenté sur la figure 7. On constate :

- l'efficacité apparente du système drainant. On peut remarquer toutefois que la nécessité de prolonger le tapis drainant par des tranchées ancrées au toit du sable de Fontainebleau (surtout pour ce qui concerne la tranchée amont et la tranchée centrale) n'apparaît pas clairement ;
- le rôle de drain joué par le sable de Fontainebleau ;
- le fait que la cheminée drainante n'est pas concernée par le réseau hydraulique.

## CONSTATATIONS FAITES AU COURS DE LA PREMIÈRE MISE EN EAU

Le dispositif d'auscultation de l'ouvrage (fig. 8) comprend :

- *des repères topographiques* : constitués d'un embout métallique arrondi, ces repères sont fixés soit sur des bornes en béton de  $0,50 \times 0,50$  m ancrées de 0,50 m dans le remblai (on compte trente-six repères de ce type), soit sur les parties en béton de l'ouvrage (douze repères de ce type). Quatre piliers en béton érigés sur un massif de béton de  $1 \times 1 \times 1$  m, lui-même solidarisé au sol par des fers à béton de 25 mm, constituent



- |                                     |                                        |                                                        |
|-------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| □ Bornes topographiques             | ⊙ Point sur construction               | * Enregistreur du débit des eaux de drainage           |
| ■ Point en galerie                  | ▲ Dispositif Vinchon                   | ● Piézomètre de petit diamètre dans digue ou fondation |
| △ Pilier de référence topographique | ○ Enregistreur du niveau du plan d'eau | ⊙ Piézomètre de gros diamètre                          |

Fig. 8. — Plan d'auscultation de l'ouvrage.

le quadrilatère de référence. Effectué par l'Institut géographique national, le suivi topographique a comporté des mesures fines (précision :  $\pm 2$  mm en planimétrie et  $\pm 1$  mm en altimétrie) et des mesures courantes (précision :  $\pm 1$  cm en planimétrie et  $\pm 2$  mm en altimétrie);

— *des piézomètres* : chaque profil (nord et sud) comporte dix-neuf piézomètres, dont quinze prévus dans le cadre de l'auscultation et quatre (n° 18, 19, 20, 21) mis en place au titre de l'action de recherche sur l'anisotropie. Certains (piézomètres de type 2 et 3, fig. 17) sont crépinés sur 0,50 m (limon-fondation) ou 1 m (sable) d'autres (piézomètres de type 1, fig. 17) sur une hauteur plus grande (fig. 17). Ils présentent un diamètre de 56 mm pour ceux placés dans le sable de Fontainebleau et de 12 à 19 mm pour ceux placés dans la fondation et le corps de digue (piézomètres type Casagrande);

— *des appareils Vinchon* : scellés sur la clé de voûte de la galerie sous remblai, ils permettent de mesurer l'ouverture et la fermeture des joints;

— *une échelle limnimétrique* fixée le long de la tour et un limnigraphe à flotteur, permettant de suivre l'évolution du niveau du plan d'eau du bassin;

— *un seuil* situé dans le collecteur des eaux de drainage, qui permet d'en mesurer le débit et son évolution dans le temps.

S'inspirant de la circulaire ministérielle n° 70.15 du 14 août 1970, l'essai de mise en eau, réalisé entre le 6 avril et le 10 juin 1979, a consisté en un suivi du comportement de l'ouvrage pendant la montée et la descente progressive du plan d'eau.

Le programme de cette auscultation est présenté sur la figure 9.

Les principaux résultats de cette expérience sont les suivants :

— Le temps de réponse court des piézomètres montre que les fluctuations du plan d'eau se répercutent rapidement à la nappe du sable de Fontainebleau et au corps de digue. A titre d'exemple, la figure 10 représente, durant la montée du plan d'eau, les variations des piézomètres 12 et 11532 situés respectivement dans l'ouvrage et en rive du bassin. Les figures 11 et 12 illustrent également ce phénomène en présentant les variations de la ligne « surface libre » reliant les niveaux d'eau relevés dans les deux profils de mesures. Cette réponse hydraulique rapide s'explique en grande partie par la présence de la nappe des sables de Fontainebleau qui baigne en permanence le fond et les rives du bassin. Les niveaux n'étaient toutefois pas complètement stabilisés à la fin de la montée du plan d'eau, et on a constaté une superposition des écoulements lors de la descente (niveaux de 25 % maximum plus élevés qu'à la montée pour un même niveau du plan d'eau).

— Le système drainant fonctionne correctement, bien qu'on ait constaté des niveaux d'eau anormaux dans certains piézomètres de contrôle, en particulier en aval du système drainant (piézomètres 4, 7 et 11 — fig. 1). L'analyse montre que ces niveaux n'ont aucun rapport avec le plan d'eau car ils ne réagissent pas à ses fluctuations. Il s'agit de zones saturées (niveaux « perchés ») dont la présence est liée à la pluviométrie et à l'irrégularité de la perméabilité. Bien qu'elle ne soit pas complètement stabilisée, on constate (fig. 12) qu'aux plus hautes eaux la « surface libre » ne recoupe pas la cheminée drainante. Le débit des eaux de drainage n'a pu être mesuré correctement en raison d'un apport d'eau parasite en provenance de l'évacuateur de crue.

— L'examen visuel quotidien a permis de s'assurer du bon comportement de la digue et de ses abords au cours de l'essai, mises à part quelques défaillances mineures (érosion rapide du sol par les vagues dans la partie du talus non protégé par les enrochements, petites fuites diverses au droit des ouvrages en béton, etc.).

— Déplacements :

- le déplacement vertical de la voûte de la galerie sous remblai est resté faible (au maximum environ 2 mm);

- la mise en eau provoque un déplacement de la zone amont de la digue, c'est-à-dire du remblai situé approximativement sous la crête et le parement amont (fig. 13 et 14). Ce déplacement est dirigé à la fois vers le bas et vers l'amont. Il s'additionne à un « tassement » en cours qui se manifeste seul dans la partie aval de l'ouvrage, là où le remblai n'est pas concerné par la mise en eau (remblai routier). Comme le montre la figure 15, l'effet de la mise en eau, qui correspond en pratique à une montée temporaire du plan d'eau de la cote NGF 141 à la cote NGF 149,50 avant sa mise au niveau normal à la cote NGF 143, diminue rapidement avec le temps mais est encore sensible deux ans après. Il faut remarquer toutefois que pendant cette période les variations du plan d'eau autour de la cote NGF 143 ont été importantes (le

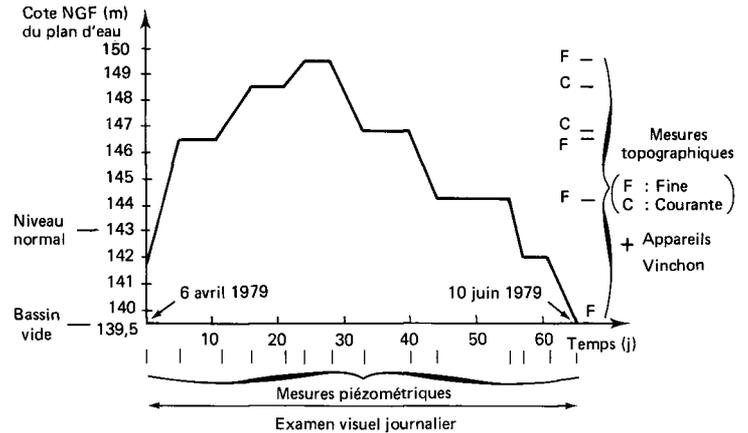


Fig. 9. — Programme de l'essai de mise en eau aux plus hautes eaux.

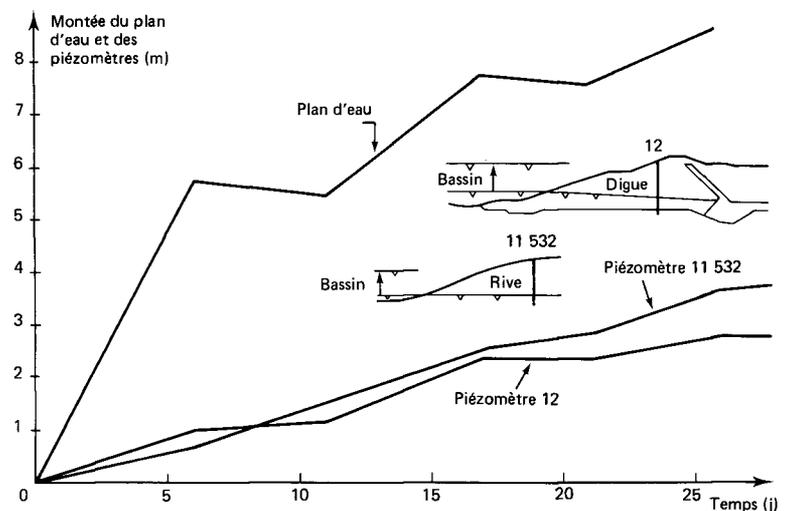


Fig. 10. — Variations des niveaux de deux piézomètres lors de la montée du plan d'eau.

bassin est resté vide à la cote 139,50 ou plein à une cote d'environ 145 pendant plusieurs mois), ce qui crée vraisemblablement des déformations supplémentaires. Par rapport au « tassement » du remblai, l'amplitude des déplacements supplémentaires « d'origine hydraulique » reste cependant faible. En effet pour la période de mesures (environ deux années) on peut estimer que le déplacement vertical ou horizontal cumulé est de l'ordre de 1 cm au maximum, alors que le « tassement » maximum atteint 5 cm.

On a recherché l'origine des déformations autres que celles provoquées par la mise en eau. Bien que la déformation verticale soit prépondérante, ce qui conduit à utiliser le terme de « tassement », les mesures mettent également en évidence des déformations horizontales en particulier en bordure de talus. Le phénomène n'est pas imputable à un tassement résiduel de la couche d'alluvions car il se produit également sur les rives, là où le remblai repose directement sur les sols en place (limon, argile à meulière, sables). Il s'agit donc pour l'essentiel d'un tassement du remblai sous son propre poids. Sachant que la mesure topographique initiale (4 avril 1979) a été faite dix-sept mois après la fin de la construction (qui a duré

Fig. 11. — Variation de la « surface libre » lors de la montée du plan d'eau.

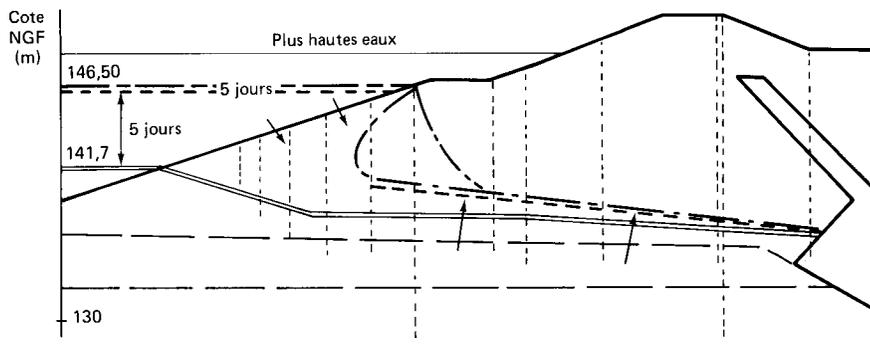


Fig. 12. — Variation de la « surface libre » lors de la descente du plan d'eau.

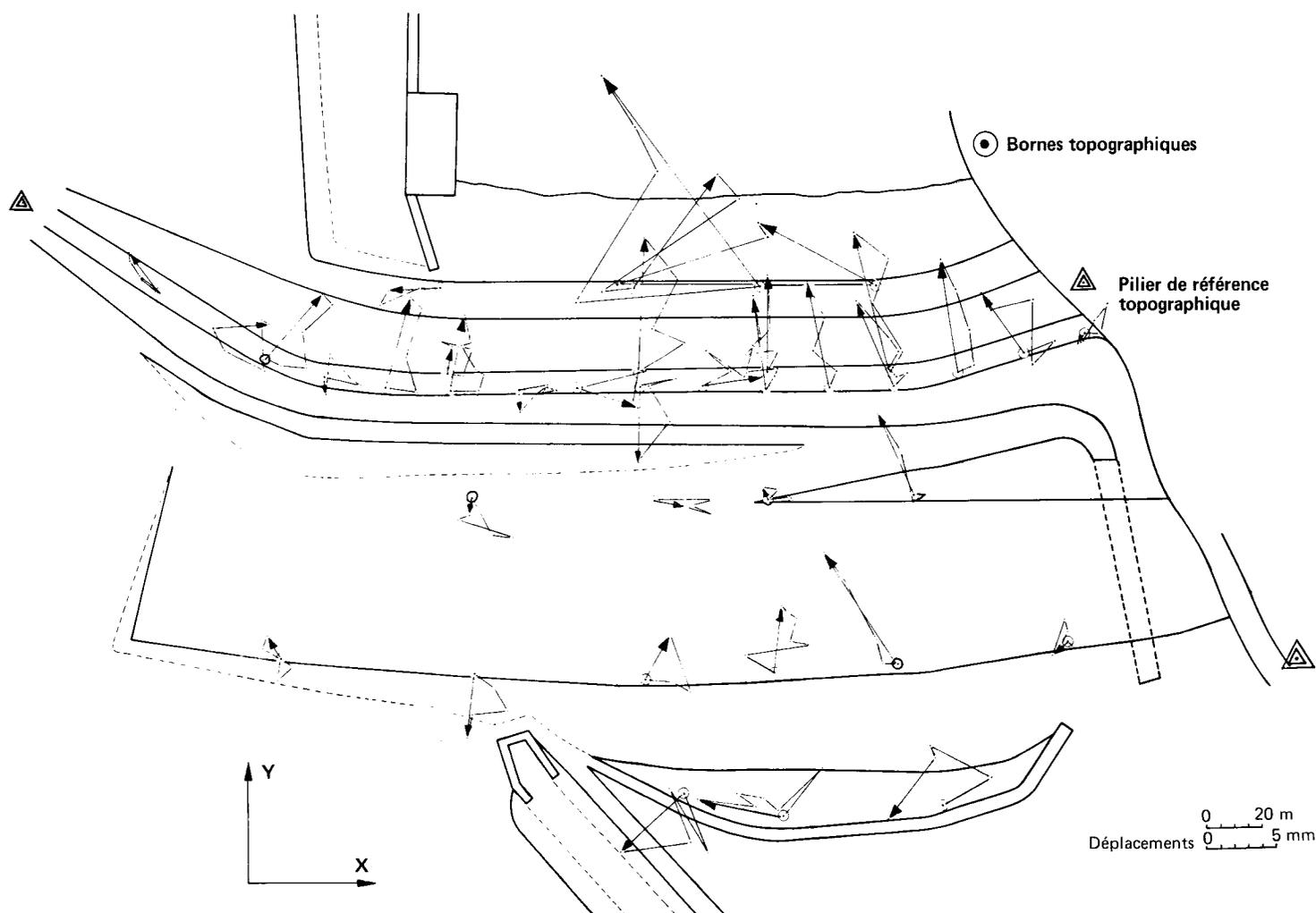
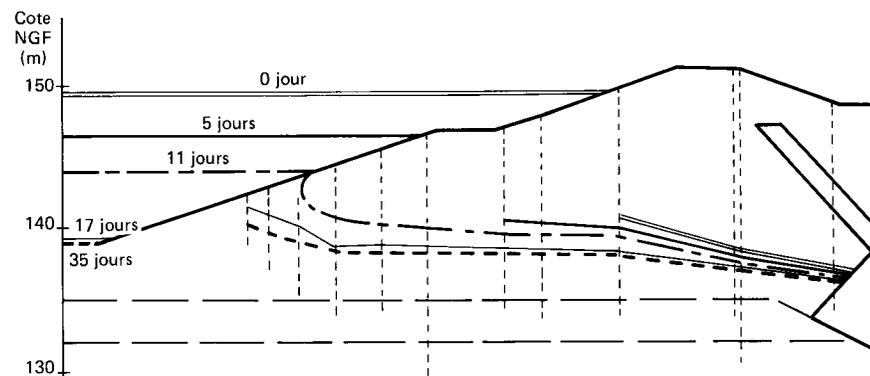
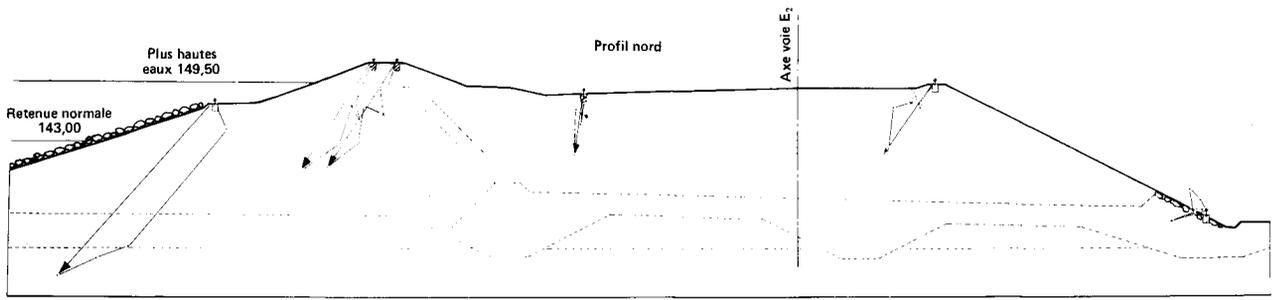


Fig. 13. — Déplacements en planimétrie durant la mise en eau.



Échelle des profils 0 10 m  
 Échelle des déplacements (sauf sur borne n° 14) 0 5 mm

Échelle des déplacements (sur borne n° 14) 0 10 mm  
 Déplacement mesuré au niveau des plus hautes eaux

Fig. 14. — Déplacements dans les profils nord et sud durant la mise en eau.

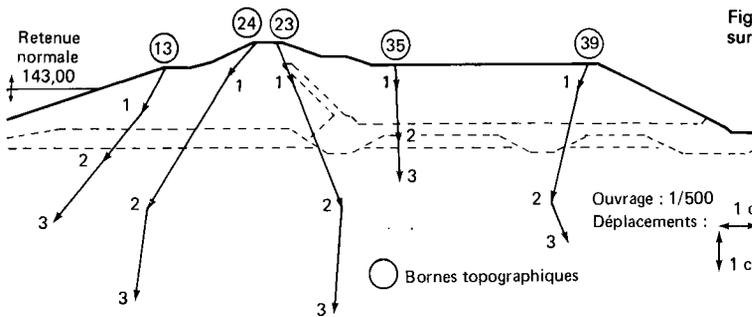


Fig. 15. — Déplacements mesurés sur deux ans dans le profil sud.

Mesures	Dates	Position plan d'eau
initiale 0	4 avril 79	~ 141 NGF Essai à 149,50 NGF
1	15 juin 79	Variable autour de 143 NGF
2	30 juin 80	
3	30 juin 81	

elle-même deux ans) et que les tassements mesurés décroissent d'une façon plus ou moins linéaire en fonction du logarithme du temps, on a estimé le tassement total depuis la fin de la construction, c'est-à-dire sur une période de 3,5 années. Fonction de la hauteur du remblai (17 m environ au maximum), la valeur maximale serait de l'ordre de 15 cm. Ce phénomène est lié à la teneur en eau de mise en œuvre en moyenne un peu trop élevée du matériau. A proximité des talus, ce phénomène s'accompagne vraisemblablement de déformations provoquées par la mobilisation du cisaillement. En conclusion, on peut dire que le comportement mécanique traduit beaucoup plus l'aspect remblai de l'ouvrage que son aspect digue ou ouvrage hydraulique.

## Anisotropie du limon constituant la digue

### Principe de l'étude

Il consiste à tenter de retrouver les caractéristiques de l'écoulement réel (pressions interstitielles, surface libre) par calcul à l'aide d'un modèle dans lequel on peut faire varier les paramètres et en particulier le rapport  $k_h/k_v$  du corps de digue. Utilisant le modèle théorique construit par analogie électrique et établi lors de la vérification de la stabilité de l'ouvrage, une première tentative d'analyse de l'anisotropie avait été faite lors de la première mise en eau en supposant un régime permanent établi aux plus hautes eaux. L'étude n'avait pu aboutir, principalement en raison du nom-

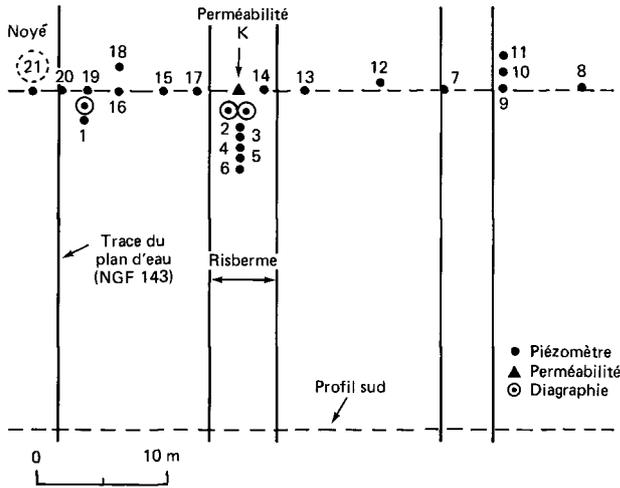


Fig. 16. — Plan de situation de l'expérimentation complémentaire.

bre trop restreint des points de mesure de la pression interstitielle dans le limon, les possibilités de l'analogie électrique étant par ailleurs limitées. L'étude a été reprise à la retenue normale (NGF 143) après qu'une expérimentation complémentaire ait été faite en place.

#### Expérimentation complémentaire

L'expérience de la mise en eau ayant montré que les caractéristiques de l'écoulement étaient quasi identiques dans les deux profils de mesure, seul le profil nord a été utilisé par la suite. L'expérimentation complémentaire a comporté une étude de la perméabilité, la pose de piézomètres complémentaires et l'exécution de sondages avec diagraphies (fig. 16 et 17) de radioactivité naturelle, gamma-gamma (variation de la densité) et neutron-neutron (variation de la teneur en eau).

#### Étude de la perméabilité

Elle a consisté à effectuer, à partir de la risberme, un forage avec essais de perméabilité tous les mètres au pressio-perméamètre Ménard, destiné à fournir un profil des perméabilités sur les trois couches de sol concernées (limon, alluvions, sable de Fontainebleau). Des difficultés d'exécution (éboulement des parois) n'ont pas permis d'atteindre la base du forage mais l'interprétation a pu être menée à bien grâce à l'appui des résultats d'un sondage diagraphie situé à proximité immédiate ( $\approx 1$  m) du forage (fig. 18 et 19).

La perméabilité horizontale du limon du corps de digue varie entre  $1,4 \cdot 10^{-9}$  m/s et  $2,4 \cdot 10^{-6}$  m/s ce qui peut surprendre si l'on songe à la constance de sa composition granulométrique. En fait, on peut penser que les écarts sont liés à la variation du volume du gaz occlus, elle-même traduite par la variation de la teneur en eau. Il semble que, plus la teneur en eau est faible, donc plus il y a de gaz occlus, plus la perméabilité est faible.

La perméabilité horizontale moyenne ou perméabilité équivalente, est égale à  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s, valeur cinquante fois plus grande que la plus grande valeur de  $k_v$ ,

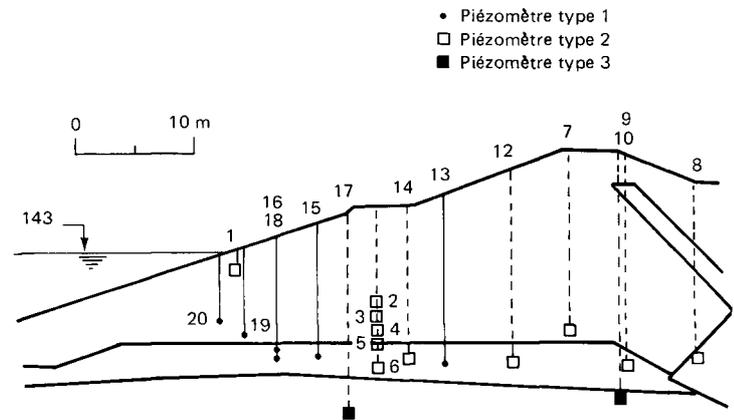


Fig. 17. — Coupe de l'expérimentation complémentaire.

obtenue par essai en laboratoire. La perméabilité horizontale  $k_h$  de la partie supérieure de la couche d'alluvions (colluvions fines sur la fig. 18) est plus forte ( $5 \cdot 10^{-6}$  m/s) que celle du limon susjacent ( $5 \cdot 10^{-7}$  m/s) et comparable à la valeur mesurée par essai Lefranc dans la partie supérieure du sable de Fontainebleau. Cela est en accord avec les variations de texture des matériaux mises en évidence sur le graphique de la radioactivité naturelle (fig. 19) (celle-ci est en effet en relation directe avec le pourcentage d'argile). On peut donc penser que la partie inférieure de la couche d'alluvions (colluvions grossières sur la figure 19) est encore plus perméable, et on conçoit que du point de vue de la perméabilité, l'ensemble de la couche de fondation, au moins localement, puisse s'apparenter plus au sable sous-jacent qu'au limon du corps de digue.

#### Piezomètres complémentaires

Il s'agit de piézomètres de petit diamètre, crépinés sur 0,5 m et numérotés de 1 à 7 sur la figure 17. Ce complément porte à 20 le nombre des piézomètres placés en amont du dispositif de drainage.

#### Sondages avec diagraphies

Deux sondages ont eu pour but la détermination de la position de la surface libre, et un troisième a permis de compléter la reconnaissance géologique et hydraulique (voir précédemment).

### ÉLABORATION DU PROFIL D'ÉTUDE A PARTIR DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Pour être sûr que les relevés piézométriques correspondent à un niveau de retenue constant à la cote NGF 143, il était nécessaire de s'assurer que celui-ci (enregistré en continu au moyen d'un limnigraphe à flotteur) était effectivement stabilisé à cette cote sur une durée suffisante antérieurement à la mesure. Ce n'est qu'à la mesure du 25 mai 1982, c'est-à-dire après un an et six mois environ de suivi de l'ouvrage au niveau théoriquement permanent (période pendant laquelle douze séries de relevés piézométriques ont été

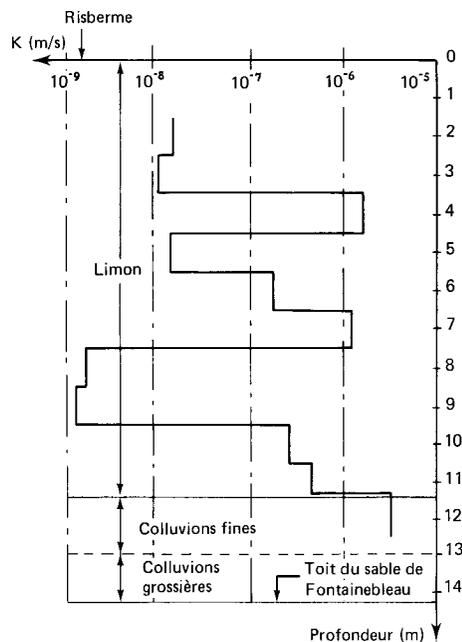


Fig. 18. — Profil de perméabilité mesurée au pressio-perméamètre.

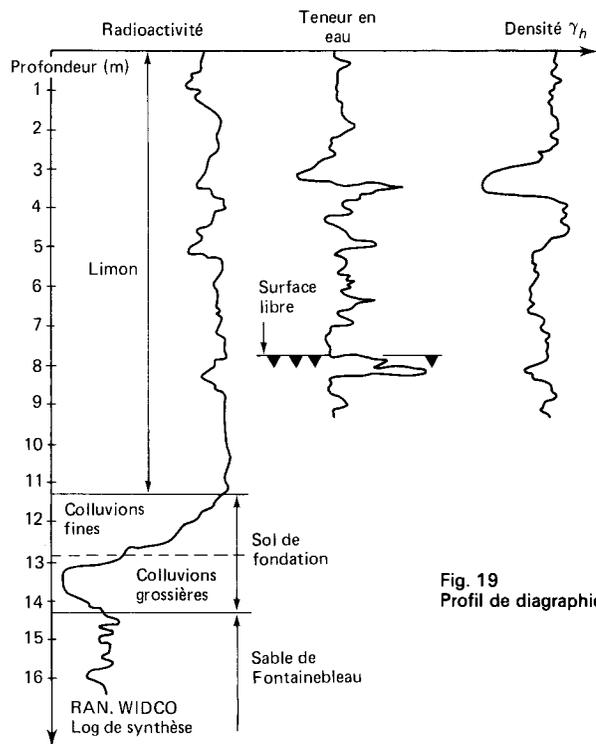
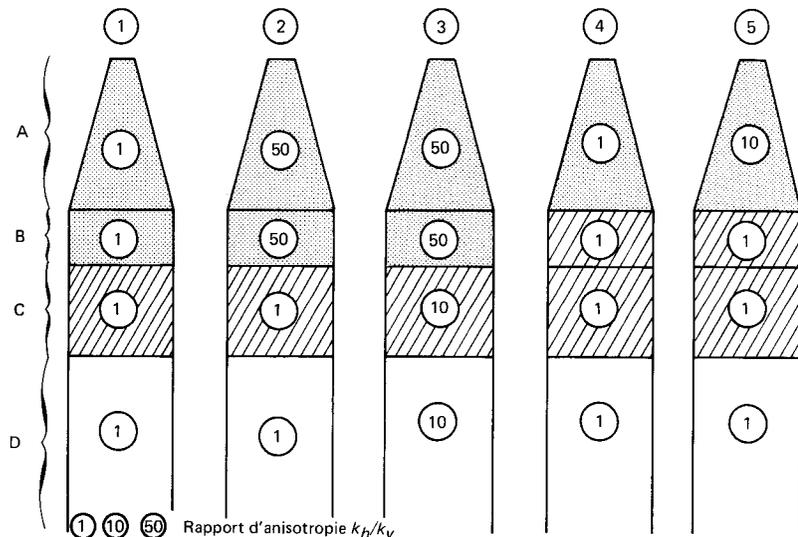


Fig. 19. Profil de diagraphie.

faites), qu'on a constaté que le niveau du plan d'eau était resté constant (à  $\pm 10$  cm près) depuis environ trois mois et que cette mesure pouvait être utilisée dans l'interprétation.

En ce qui concerne la perméabilité, il s'agissait de fixer, dans le profil d'étude, d'une part les rapports de perméabilité entre le corps de digue et le sol de

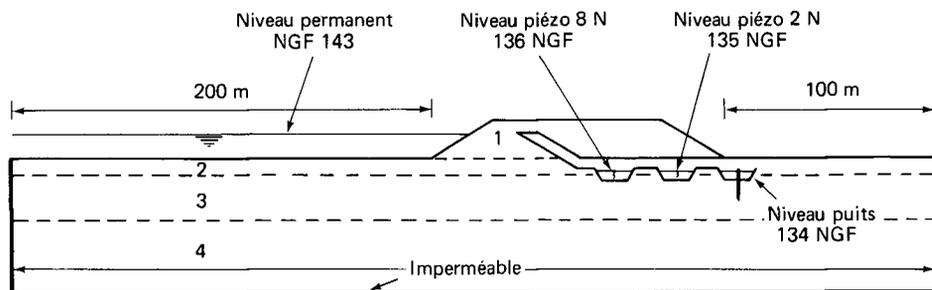
fondation (couche de fondation proprement dite et sable de Fontainebleau sous-jacent) et d'autre part le degré d'anisotropie de chaque couche. Compte tenu des résultats rappelés ci-dessus dans le paragraphe sur l'étude de la perméabilité, cinq profils d'étude ont été retenus. Sur la figure 20, on a représenté d'une façon schématique les caractéristiques hydrauliques des cinq profils.



Repère de la zone du profil	A	B	C	D
Nature du sol	Corps de digue en limon	Couche de fondation	10 premiers mètres de sable	Reste de la couche de sable
Définition de la zone en fonction de sa perméabilité verticale $k_v$				
Perméabilité $k_v$			1	10

Fig. 20. — Caractéristiques hydrauliques des cinq profils théoriques.

Fig. 21  
Conditions aux limites.



### Construction du modèle théorique

La détermination des pressions interstitielles ou des charges aux points correspondant à la prise de pression des piézomètres a été faite en utilisant le programme FLOT. C'est un programme de calcul par la méthode des éléments finis des problèmes d'écoulement plan ou à symétrie de révolution en régime permanent avec détermination de la surface libre. Les conditions aux limites sont représentées sur la figure 21.

### Résultats

#### Comparaison des pressions interstitielles

Le tableau II et la figure 22 permettent de comparer les pressions interstitielles calculées dans les cinq pro-

fils théoriques aux pressions interstitielles mesurées le 25 juin 1982. Les piézomètres repérés par le signe  $\theta$  sont crépinés sur une faible hauteur (0,5 et 1 m), et les piézomètres repérés par le signe 0 sont crépinés sur une hauteur plus importante. Les pressions sont en kPa.

De façon à rendre la comparaison plus lisible, on a déterminé en pourcentage, pour chaque pression

interstitielle calculée, son rapport  $\left(\frac{p \text{ calculée}}{p \text{ mesurée}}\right)$  et son

écart  $\left(\frac{p \text{ mesurée} - p \text{ calculée}}{p \text{ mesurée}}\right)$  avec la pression mesurée.

TABLEAU II  
Comparaison des pressions interstitielles calculées et mesurées.

Piézomètres			1	2	3	4	5
Numéro	Type	Pression mesurée (kPa)					
20	0	53,9	25,36	26,35	28,71	32,32	32,61
19	0	51,6	29,42	26,55	30,01	37,82	37,00
18	0	37,7	37,59	25,59	31,26	49,03	47,47
16	0	36,3	36,60	25,77	31,20	47,76	46,19
15	0	34,7	33,67	24,18	29,44	44,83	43,65
17	0	83,2	83,05	59,59	67,47	94,72	94,01
2	$\theta$	0,7	0	9,02	10,27	4,85	9,21
3	$\theta$	11,7	3,59	13,14	15,15	10,29	15,13
4	$\theta$	26,0	13,61	16,88	19,83	22,02	24,18
5	$\theta$	26,7	23,10	20,52	24,36	33,27	32,92
6	$\theta$	43,1	38,52	23,79	29,92	49,20	48,52
14	$\theta$	35,7	32,83	22,45	27,52	42,94	42,39
13	0	36,0	3422	22,64	27,69	43,54	43,13
12	$\theta$	43,1	31,88	21,95	25,93	39,35	39,10
7	$\theta$	18,0	10,64	8,49	9,79	14,21	14,12
10	$\theta$	27,3	28,44	22,15	23,90	32,63	32,54
9	$\theta$	51,8	54,51	42,61	47,23	58,21	58,10

**1<sup>er</sup> Cas**

- Tous les sols sont isotropes.
- Les alluvions ont la même perméabilité que le limon.

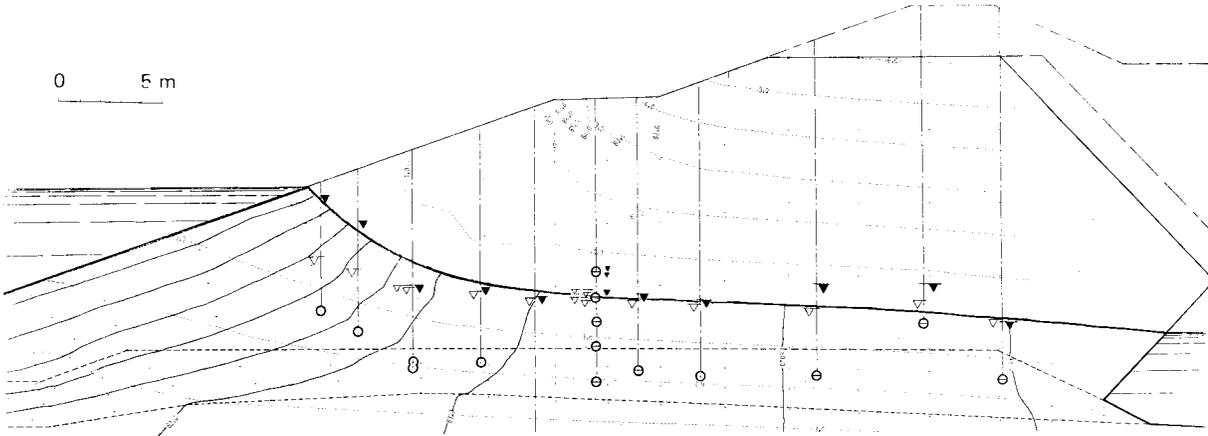
Limon et alluvions

Sable de Fontainebleau sur 10 m  
Sable de Fontainebleau reste de la form.

**Hypothèses de perméabilité**

$k_h = 5 \cdot 10^{-7}$	$k_h/k_v = 1$	
$k_v = 5 \cdot 10^{-7}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-6}$	$k_h/k_v = 1$	$k_h \text{ sable (10 m)}/k_h \text{ limon} = 10$
$k_v = 5 \cdot 10^{-6}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-5}$	$k_h/k_v = 1$	$k_h \text{ sable}/k_h \text{ limon} = 100$
$k_v = 5 \cdot 10^{-5}$		

0 5 m



**2<sup>e</sup> Cas**

- Anisotropie de 50 dans le limon et les alluvions.
- Le sable de Fontainebleau est isotrope.
- Le limon et les alluvions ont la même perméabilité.

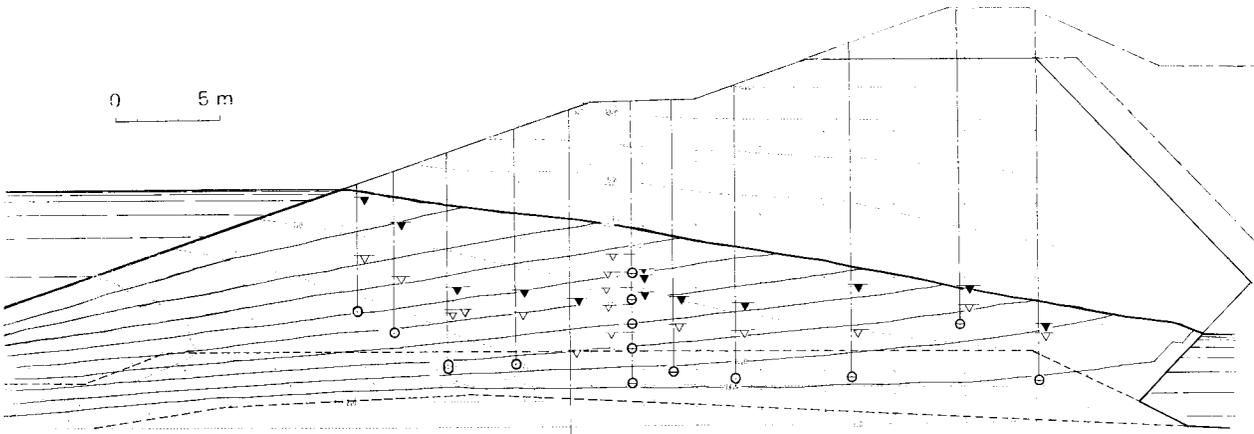
Limon et alluvions

Sable de Fontainebleau sur 10 premiers mètres  
Sable de Fontainebleau reste de la form.

**Hypothèses de perméabilité**

$k_h = 5 \cdot 10^{-7}$	$k_h/k_v = 50$	
$k_v = 1 \cdot 10^{-8}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-6}$	$k_h/k_v = 1$	$k_h \text{ sable (10 m)}/k_h \text{ limon} = 10$
$k_v = 5 \cdot 10^{-6}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-5}$	$k_h/k_v = 1$	$k_h \text{ sable}/k_h \text{ limon} = 100$
$k_v = 5 \cdot 10^{-5}$		

0 5 m



**3<sup>e</sup> Cas**

- Anisotropie de 50 dans le limon et les alluvions et de 9 dans le sable de Fontainebleau.
- Les alluvions ont la même perméabilité que le limon.

Limon et alluvions

Sable de Fontainebleau sur 10 m  
Sable de Fontainebleau reste de la form.

**Hypothèses de perméabilité**

$k_h = 5 \cdot 10^{-7}$	$k_h/k_v = 50$	
$k_v = 1 \cdot 10^{-8}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-6}$	$k_h/k_v = 9$	$k_h \text{ sable (10 m)}/k_h \text{ limon} = 10$
$k_v = 5/9 \cdot 10^{-6}$		
$k_h = 5 \cdot 10^{-5}$	$k_h/k_v = 9$	$k_h \text{ sable reste}/k_h \text{ limon} = 100$
$k_v = 5/9 \cdot 10^{-5}$		

0 5 m

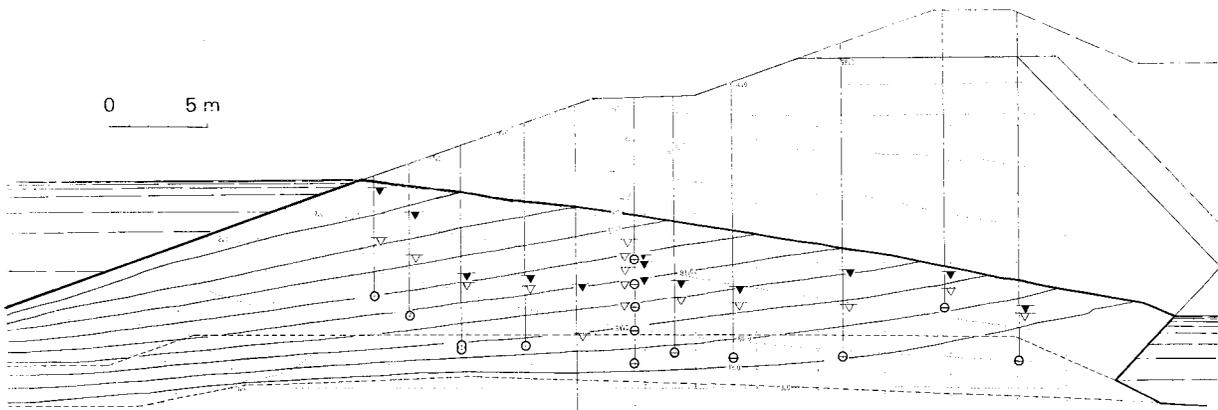


Fig. 22.— Comparaison des pressions interstitielles mesurées et calculées pour chaque modèle théorique.

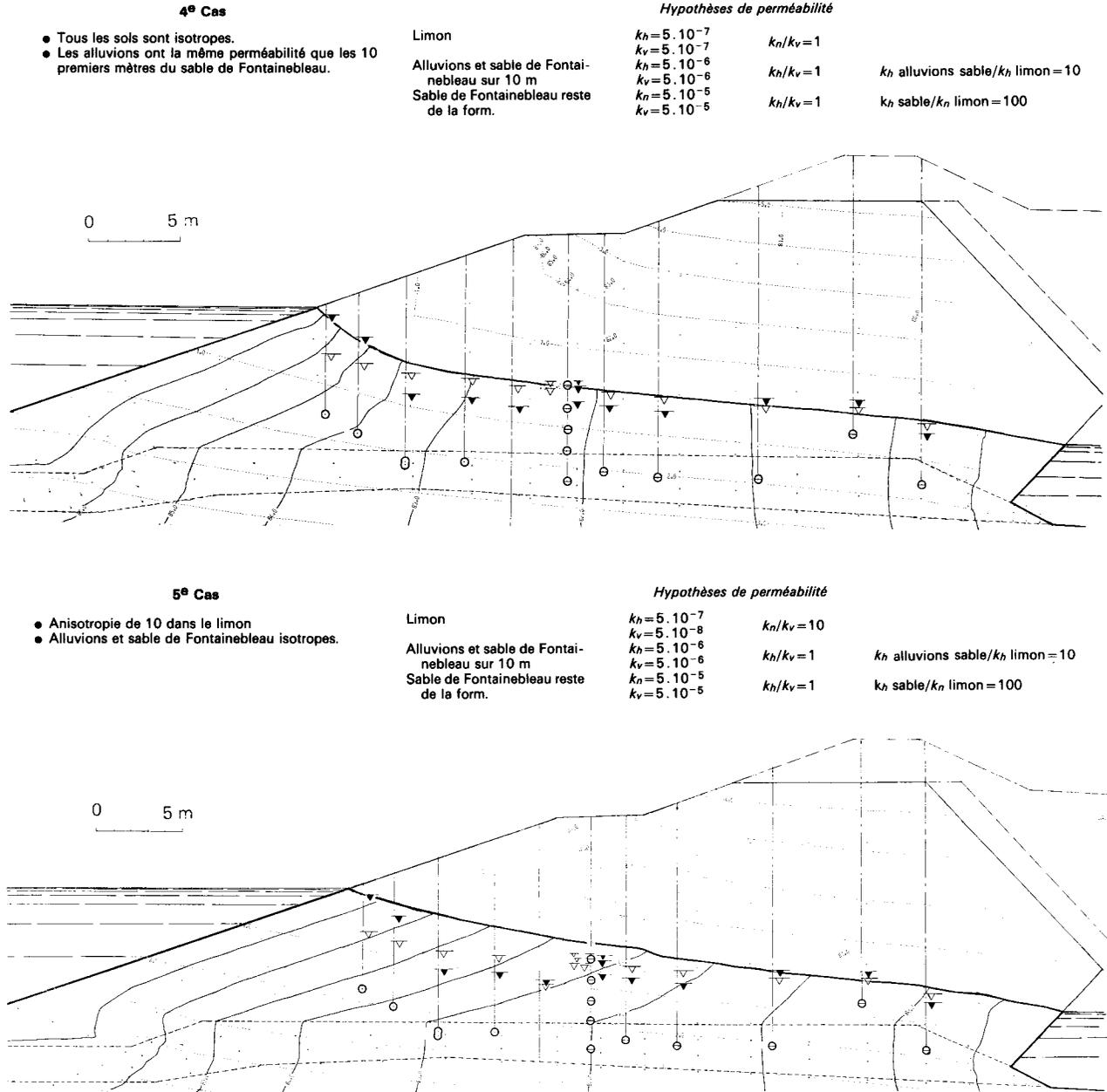


Fig. 22. — Comparaison des pressions interstitielles mesurées et calculées pour chaque modèle théorique.

TABLEAU III

	Piézomètres pris en compte	Numéro du profil				
		1	2	3	4	5
Valeur moyenne du rapport (%)	0+0	80,5	67	78,5	106	107,5
Valeur moyenne de l'écart (%)	0+0	20,5	34,2	25	21,0	20,5
	0	25	32,5	25	16,5	17

REMARQUE : les piézomètres 1 et 2 n'ont pas été pris en compte en raison de leur très faible pénétration dans l'écoulement. Ils ont été utilisés comme repère de la surface libre au stade ultérieur de l'analyse.

On obtient les valeurs moyennes suivantes (tableau III) dans chacun des cinq cas étudiés.

Bien que la comparaison des valeurs moyennes du rapport valeur calculée/valeur mesurée puisse être jugée peu représentative en raison d'un phénomène de compensation entre valeurs supérieures et inférieures à 100 %, elle fait toutefois apparaître nettement le modèle 2 comme très éloigné de la réalité et des quatre autres modèles. Si l'on raisonne sur les écarts, où le phénomène de compensation ne joue pas, un modèle supplémentaire est éliminé, il s'agit du modèle n° 3. Les numéros 1, 4 et 5 semblent très proches les uns des autres. Si, enfin, on ne s'appuie que sur les piézomètres 0 les plus précis, seuls les profils 4 et 5 resteraient en compétition pour la meilleure représentation de l'écoulement réel.

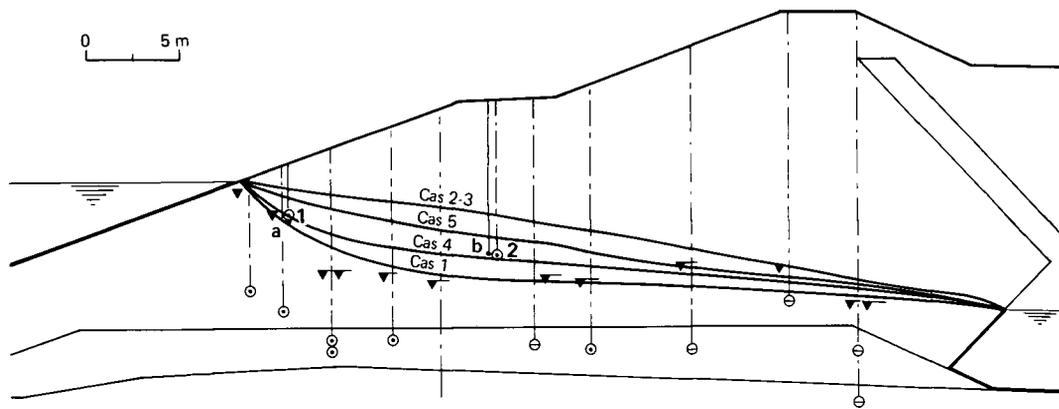


Fig. 23  
Comparaison des  
surfaces libres.

Pour approfondir l'analyse on ajoutera aux points de comparaison des pressions, ci-dessus, ceux particuliers formant la surface libre, la surface libre réelle ayant été repérée en quatre points particuliers.

### Comparaison des surfaces libres

Sur la figure 23 sont représentées les cinq surfaces libres calculées et la position des points où la surface libre réelle a été repérée, ce qui correspond à des piézomètres (1 et 2) ou à des sondages avec diagraphie neutron-neutron (a et b) qui pénètrent très peu sous la surface libre (de l'ordre de 1 m au maximum).

On constate que c'est la surface libre du modèle 4 qui, des deux modèles 4 et 5, se rapproche le plus des points réels, cela étant d'autant plus net que la comparaison se fait dans la zone (entre parement amont et risberme) où les positions relatives des surfaces libres théoriques sont les plus distinctes. Ce résultat est confirmé si, tenant compte du fait que dans ce modèle 4 les équipotentielles sont proches de la verticale, on considère que les niveaux des piézomètres sont ceux de la surface libre. Ce raisonnement étant également valable pour le modèle 1, dont d'ailleurs la surface libre est également proche des points réels 1 et a, on conclut que la surface libre réelle se situe en moyenne dans un « fuseau » approximativement limité par les surfaces libres des modèles 1 et 4. Cette vraisemblable ondulation de la surface libre réelle est à notre avis une conséquence de l'hétérogénéité de nature et donc de perméabilité (cf. texte précédent sur ces deux points) de la couche de fondation dans le sens vertical mais également, et surtout, dans le sens longitudinal c'est-à-dire suivant le profil en travers de l'ouvrage.

En conclusion, la prise en compte de l'ensemble des observations sur le réseau d'écoulement réel montre qu'il est proche de celui correspondant aux modèles 1 et 4. On peut donc dire que le limon du corps de digue a un comportement hydraulique isotrope ou très proche de l'isotropie.

A notre avis, ce résultat est essentiellement lié au mode de mise en œuvre, le facteur principal étant la faible épaisseur des couches successives (0,30 m au maximum) liée au compactage à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs, technique qui présente l'intérêt, sous réserve d'une teneur en eau favorable (proche de l'optimum), d'assurer une grande homogénéisation du

matériau. Dans le cas de la digue de Maurepas mise en œuvre dans les mêmes conditions, on a obtenu un résultat identique même avec un matériau à la granularité plus étendue (cf. article de MM. Josseaume, Mahdavi et Jardin dans ce bulletin de liaison, p. 23 à 28).

### CONCLUSION

Cet article conduit à la réflexion suivante : lorsqu'on songe à l'importance, pour la conception de l'ouvrage, des informations apportées par les mesures que l'on n'a pu faire qu'une fois l'ouvrage construit, on conçoit qu'il soit toujours difficile de prévoir, au stade du projet, le comportement d'un barrage en terre, et cela en dépit d'une reconnaissance géotechnique approfondie.

C'est ainsi qu'il était difficile de prévoir que le tassement propre d'un remblai en limon de 17 m de hauteur, construit lentement (deux ans) et dans les règles de l'art (quoique avec une teneur en eau moyenne un peu trop élevée malgré les efforts faits pour assécher le matériau au terrassement) n'aurait pas cessé 3,5 années après la fin de la construction, et atteindrait à cette date environ 15 cm, ou que l'amplitude des déplacements provoqués par la mise en eau aux PHE et orientés à la fois vers le bas et vers l'amont serait aussi faible (de l'ordre du centimètre).

Mais c'est surtout dans le domaine hydraulique que les prévisions étaient les plus délicates à faire. Par exemple déterminer la perméabilité moyenne d'une couche aussi hétérogène que la couche de fondation était aussi malaisé que de cerner le contraste de perméabilité entre le futur corps de digue et cette même couche. Les constatations montrent que ce rapport se situe entre 1 et 10. Cependant, c'est bien dans l'appréciation du comportement hydraulique du corps de digue lui-même que résidait la plus grande difficulté. Sur la base des valeurs de la perméabilité mesurée sur échantillons de limon compacté, toutes inférieures à  $10^{-8}$  m/s, on ne pouvait guère imaginer que la perméabilité globale réelle du corps de digue soit beaucoup plus forte telle que les fluctuations du plan d'eau se transmettent ainsi rapidement à l'ouvrage. D'ailleurs, on note aussi de la part du sable de Fontainebleau un temps de réponse court dans les rives du

bassin. Ce comportement moyen n'est cependant pas le fait d'un remblai hydrauliquement homogène, malgré la granularité particulièrement uniforme et constante du limon qui le constitue : le profil de mesures effectuées tous les mètres montre que  $k$  varie entre  $10^{-9}$  m/s et  $10^{-6}$  m/s ( $k$  équivalent =  $5 \cdot 10^{-7}$  m/s).

On aurait pu penser qu'une telle plage de variation de  $k$  reflèterait le caractère éminemment anisotrope du corps de digue avec la présence de niveaux d'écoulement préférentiel plus ou moins horizontaux, justifiant ainsi la prudence du concepteur qui a prévu une tranchée drainante oblique pour pallier ce risque. Les constatations montrent que de telles circulations n'existent pas et qu'on est en présence d'un réseau hydraulique continu et homogène correspondant à un comportement globalement isotrope du corps de digue, résultat qui sur l'ensemble des constatations est le plus intéressant et le plus difficilement prévisible.

Après avoir présenté les principaux résultats des constatations, il est intéressant, pour conclure, de revenir sur la réflexion initiale en se posant la question suivante : est-il possible de tirer des enseignements de portée générale des constatations faites dans ce cas particulier, de telle sorte qu'ils puissent être pris en compte *au stade de la conception des ouvrages de ce type*? A notre avis, l'incidence des conditions de mise en œuvre sur le comportement hydraulique du corps de digue est le fait de caractère général le plus important qu'apportent ces constatations (il est confirmé dans le cas de la digue de Maurepas) : en mettant en œuvre un matériau du type limon *par couche de faible épaisseur (0,30 m maximum) à l'aide d'un rouleau à pieds dameurs* dans des conditions de compactage proches de l'Optimum Proctor, on obtient à travers l'ouvrage un réseau d'écoulement continu et homogène correspondant à un comportement hydraulique global isotrope du corps de digue.



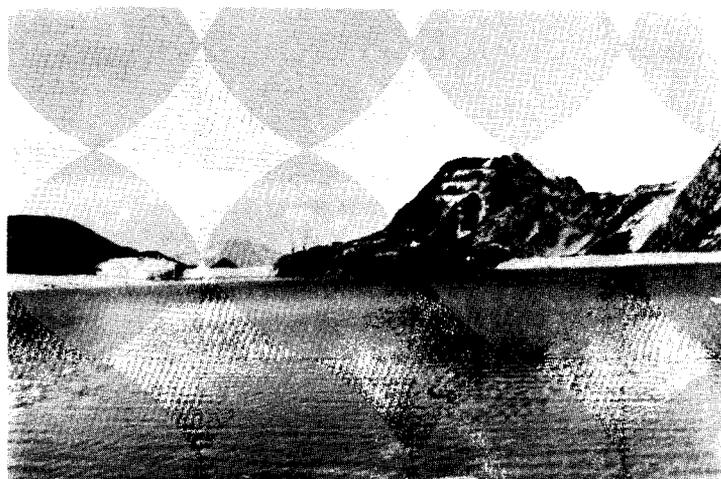
## Construction et comportement d'une digue en terre à haute altitude

Michel LAGRANGE  
Technicien

Jacques PERRIN\*  
Ingénieur

Laboratoire régional de Lyon

Henri JOSSEAUME  
Attaché de recherche  
Section des ouvrages en terre  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées



Vue générale de la retenue.- En été.



En hiver.

### RÉSUMÉ

L'aménagement d'un bassin de stockage en vue de l'amélioration de l'alimentation en eau d'une station de sports d'hiver a nécessité la construction d'une digue de faible hauteur (9,50 m) à haute altitude.

Après avoir présenté les principales caractéristiques géotechniques du site qui ont conduit à la construction d'une digue homogène et après avoir décrit cette dernière, les auteurs rendent compte des problèmes qui se sont posés pendant et après les travaux : problèmes liés à la mise en place d'un géotextile entre le corps de digue et les enrochements de protection, fuites importantes lors de la mise en eau du bassin qui ont nécessité l'injection de la fondation rocheuse.

L'article rend également compte des mesures de pression interstitielle effectuées dans la digue et de leur interprétation.

**MOTS CLÉS :** Barrage en terre - Construction (exécution) - Comportement - Montagne - Non tissé - Protection - Roche - Filtre - Gravier - Sable - Étanchéité - Injection (matér.) - Coulis - Bentonite - Ciment - Mesure - Pression interstitielle - Interprétation - Digue - Étanchement - Enrochement.

Afin d'accumuler les eaux nécessaires à l'amélioration de la distribution en eau potable des stations de sports d'hiver de La Plagne et de ses satellites, une retenue collinaire en terre, haute de 9,50 m, a été édifée au cours de l'été de 1978 et 1979 dans la dépression des Blanchets, à 2 340 m d'altitude (fig. 1). Pendant l'été, il est prévu de stocker 150 000 m<sup>3</sup> qui seront utilisés durant la saison hivernale.

\* Au Laboratoire de Lyon à la date de la rédaction de l'article.

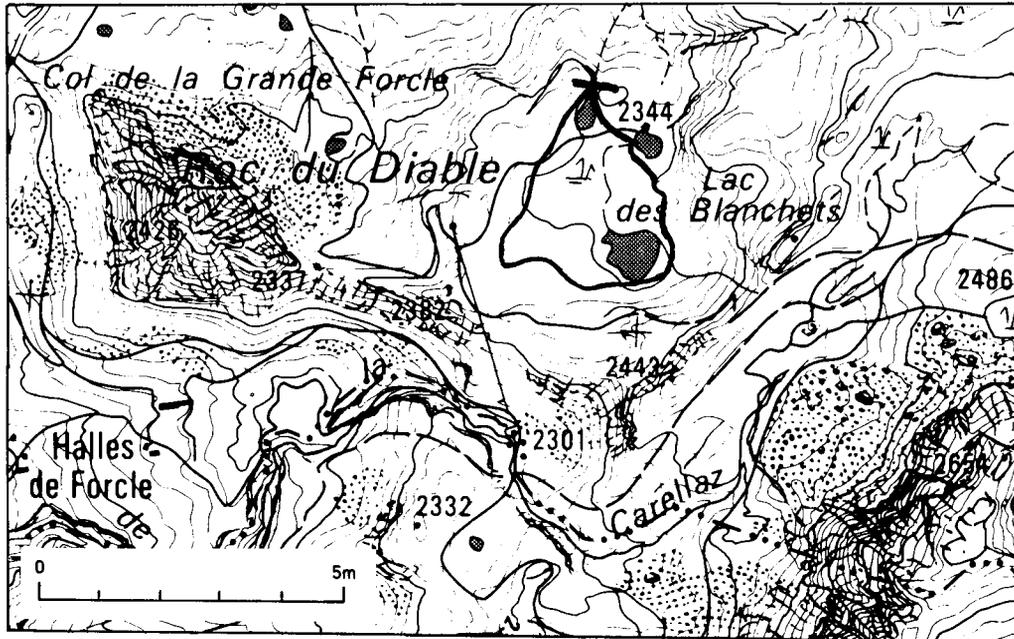


Fig. 1 — Plan de situation de la retenue des Blanchets (73).

L'analyse hydrologique, le choix du site et le dimensionnement des ouvrages annexes ont été réalisés par la Direction départementale de l'Équipement de la Savoie. La conception et le suivi de construction du corps de digue ont été assurés par le Laboratoire de Lyon, dont les interventions sont décrites dans l'article.

### DONNÉES GÉOLOGIQUES ET GÉOTECHNIQUES

La dépression des Blanchets est consécutive à un surcreusement glaciaire peu à peu remblayé par les apports torrentiels et glaciaires, puis par les alluvions récentes superficielles organiques. Le substratum quartzitique en constitue le fond géologique et le verrou (fig. 2).

Les sondages de reconnaissance sommaires (tarière à main, mini-terrassement, prélèvement à la boîte carrée) et les observations visuelles ont permis :

- de constater que la cuvette présentait une imperméabilisation naturelle très importante du fait du placage continu d'argile glaciaire bleue, graveleuse et compacte;
- d'orienter en conséquence les extractions de matériaux imperméables hors du site ennoyé, d'autant que les graves sableuses sous-jacentes, de forte perméabilité, pouvaient provoquer des pertes éventuelles importantes;
- de mettre en évidence les grandes possibilités granulométriques qu'offrent les éboulis quartzitiques dans différents couloirs et cônes à proximité du site. Ce qui conduit à envisager une digue homogène ne nécessitant pas d'apports très onéreux de matériaux en provenance de la vallée (tableau I et fig. 3);
- de vérifier la bonne qualité hydraulique et mécanique de ces sols dans les conditions suivantes de mise en œuvre.

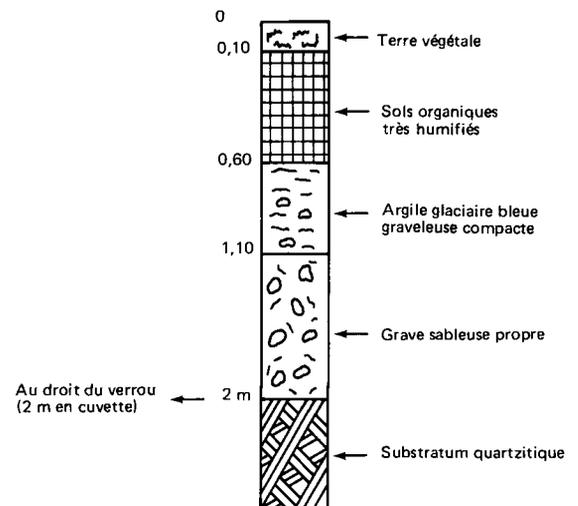


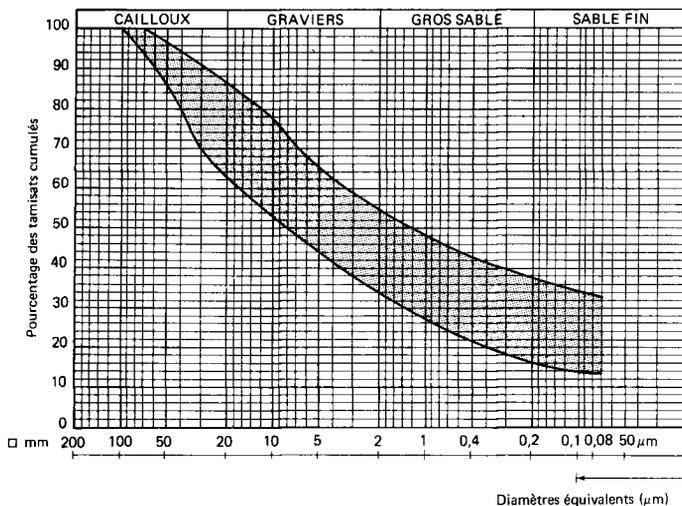
Fig. 2 — Coupe géologique représentative.

#### Corps de digue, éboulis à fines (0-80)

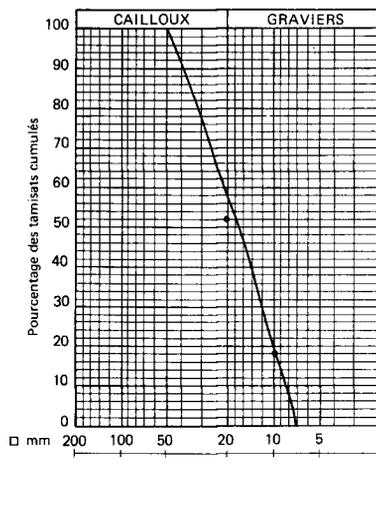
- perméabilité verticale  $K_v$  moy :  $2 \cdot 10^{-8}$  m/s
  - poids volumique sec :  $\gamma_d$  moy :  $20,5$  kN/m<sup>3</sup>
  - teneur en eau :  $w$  moy :  $6,5\%$  ( $w_{OPN} = 9\%$ )
- } sur la fraction 0-20
- caractéristiques intrinsèques à la boîte de Casagrande sur la fraction 0/2,5 mm :  $\phi'_{\text{moy}} = 39^\circ$  et  $c'_{\text{moy}} = 0,12 \cdot 10^2$  kPa.

#### Filtres et drains (0-100)

- perméabilité verticale  $K_v$  moy :  $3,5 \cdot 10^{-6}$  m/s
- poids volumique sec :  $\gamma_d$  moy :  $20,8$  kN/m<sup>3</sup>
- teneur en eau :  $w$  moy :  $4,9\%$
- caractéristiques intrinsèques à la boîte de Casagrande sur la fraction 0/2,5 mm :  $\phi'_{\text{moy}} : 40^\circ$  et  $c'_{\text{moy}} : 0$ .



Corps de digue, grave limoneuse avec beaucoup de sable.



Enrochements 100-500.

Fig. 3 Granularité des sols constitutifs de la digue.

TABLEAU I

	Origine du matériau	$w_L$	$I_P$	ES
Corps de digue (0-80)	Éboulis à « fines » du col de Forcle et des Quillis (distance de transport $\approx 1,7$ km)	22	5	19
Filtres et drains (0-100)	Éboulis « gravo-sableux » des Quillis (distance de transport $\approx 0,5$ km)	( <sup>1</sup> )	( <sup>1</sup> )	30
Enrochements (100-500)	Éboulis « crus » du Roc du Diable (distance de transport $\approx 1,3$ km)			
( <sup>1</sup> ) indéterminé				

## CONCEPTION

Les possibilités en matériaux et l'imperméabilisation suffisante (estimée par une reconnaissance visuelle) du socle quartzitique ont conduit le laboratoire à proposer finalement une digue homogène fondée au rocher, soigneusement décapé, sans injection a priori, avec un système de drainage interne par tapis monocouche et une protection générale par enrochements. Cette protection était rendue nécessaire par les conditions atmosphériques difficiles liées à l'altitude (eau, neige, gel) et par l'amélioration de la protection du talus aval pour le cas où des filets d'eau y resurgiraient. Les pentes finales amont et aval retenues ont été de  $\arctg 1/2$  après une vérification des stabilités à pleine eau et en vidange rapide, dans les conditions géométriques de construction indiquées sur les figures 4 et 5.

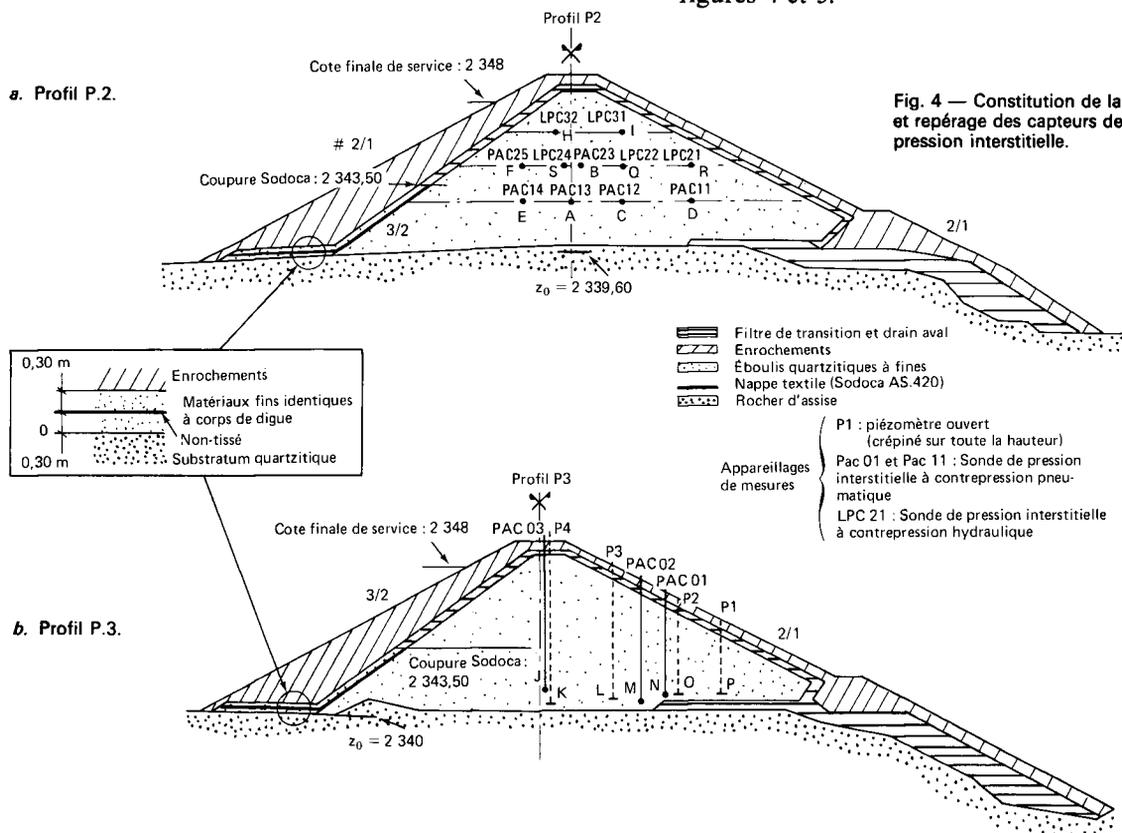


Fig. 4 — Constitution de la digue et repérage des capteurs de mesure de pression interstitielle.

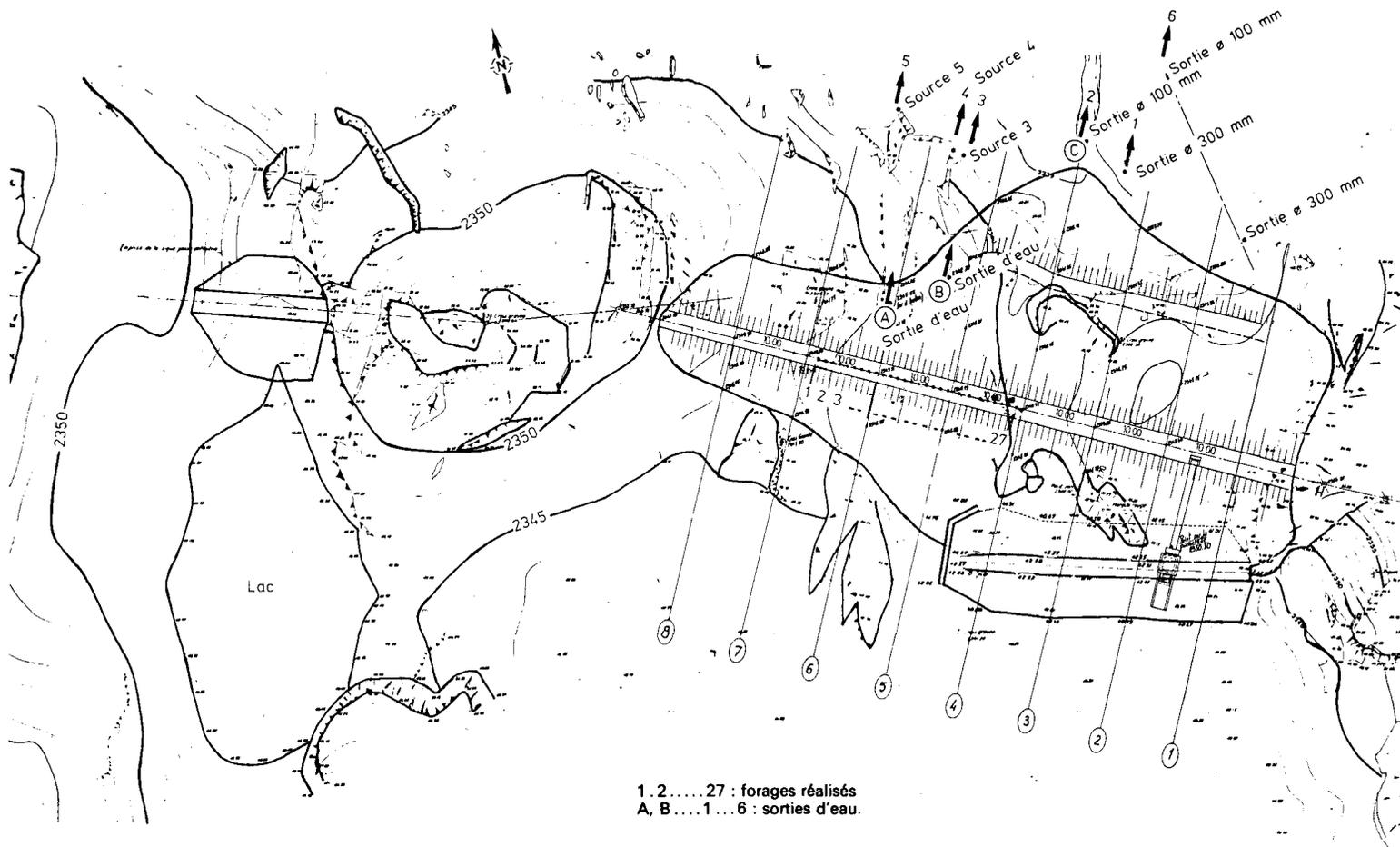


Fig. 5 — La Plagne. Digue des Blanchets, plan d'ensemble au 1/500.

## CONSTRUCTION DE LA DIGUE

### Généralités

La digue a été construite directement sur le substratum quartzitique après un décapage soigné à la main <sup>(1)</sup> (fig. 6).

Lors des travaux préparatoires de décapage, une source, apparue sous le talus amont, à l'Est (près du profil P2), a été bétonnée pour permettre la continuation des travaux (mise en place des conduites et des remblais).

Les contrôles de compactage ont été exécutés par le laboratoire avec une vérification à l'aide du gammadensimètre DR 30 pour les sols fins (filtres et corps de digue) (tableau II).

Le remplacement du filtre par le non-tissé (Sodoca type AS 420) n'a pu être mis en œuvre pour les raisons qui seront évoquées dans le paragraphe suivant.

Lors de la première mise en eau (septembre 1980), il est apparu une fuite importante à l'aval de l'éperon rive gauche de la digue; le traitement de ce problème est décrit dans le paragraphe « colmatage des fuites ».

<sup>(1)</sup> Sauf très localement, en pied de falaise rive droite sur environ 50 m<sup>2</sup>, compte tenu de la finesse des sols reconnus lors de la mise en place des conduites de vidange et d'exploitation.



Fig. 6 — Corps de digue en construction.

### Problèmes liés à l'utilisation d'un géotextile

En 1978, il a été décidé, à la suite d'une proposition du maître d'ouvrage et pour des raisons de « facilité » de mise en œuvre, de remplacer la couche de filtres de transition par un géotextile entre enrochements et corps de digue.

Le maître d'ouvrage a proposé l'utilisation du non-tissé de marque « SODOCA » type AS 420 (370 g/m<sup>2</sup>) (matériau comparable au Bidim U 44).

TABLEAU II

	Épaisseur des couches (m)	Type de compacteur	Nombre de passes	$\gamma_d$ moy (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>moy</sub> O-D (%)
Corps de digue (0-80) (Classe de terrassement : B 5)	0,40	Pieds dameurs (PD 1)	20	20,6	6,6
Filtres (0-100) (Classe de terrassement : D 3)	0,40	Pieds dameurs (PD 1)	20	20,8	5
Enrochements (100-500) (Classe de terrassement : D 4)	0,70	Vibrant tracté (V 3)	10		

A la fin des travaux réalisés lors de l'été 1978, les parties de la digue construites furent protégées de l'hiver par le non-tissé, lui-même recouvert de polyester (immobilisée par enrochements et bastaings).

A la reprise du chantier en 1979, on a constaté que le non-tissé présentait des déchirures et des perforations à l'endroit où les enrochements avaient été mis en œuvre.

Après ces constatations sommaires, il fut décidé de réaliser des planches d'essai pour définir une méthode de construction qui n'altère en aucun cas le non-tissé. La figure 7 résume ces différentes planches.

Dans tous les cas, les enrochements furent compactés à l'aide d'un rouleau vibrant tracté type V 3.

Le sol support était lui-même constitué par une couche de matériaux fins identiques à ceux du corps de digue et présentait les mêmes caractéristiques de compactage.

A la suite des résultats obtenus, la solution « non-tissé » a été abandonnée pour ne pas risquer l'entraînement des fines et les graves désordres dus aux déchirements prévisibles (quel que soit le mode de mise en œuvre). La méthode initialement envisagée du filtre gravelo-sableux a été reprise.

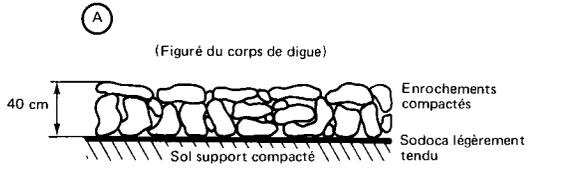
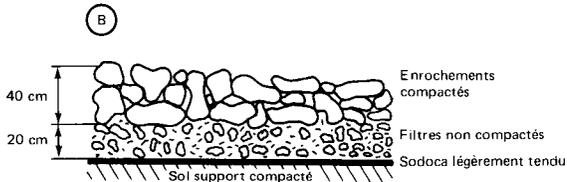
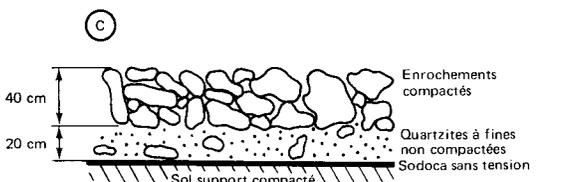
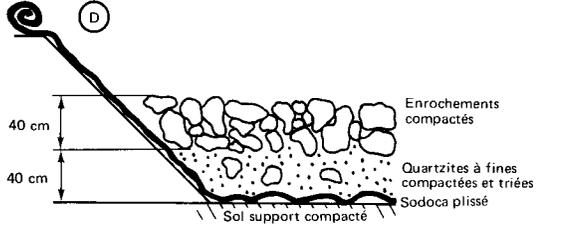
Principe de mise en œuvre	Résultats
<p>(A)</p> <p>(Figuré du corps de digue)</p>  <p>40 cm</p> <p>Enrochements compactés</p> <p>Sodoca légèrement tendu</p> <p>Sol support compacté</p>	<p>Perforations et déchirures du non-tissé sur toute la surface testée.</p> <p>Environ 50 trous/m<sup>2</sup> (perforations et déchirures)</p> <p>N.B - La chute d'un bloc <math>\phi</math> 200 d'une hauteur de 1,50 m provoque la perforation du Sodoca</p>
<p>(B)</p>  <p>40 cm</p> <p>20 cm</p> <p>Enrochements compactés</p> <p>Filtres non compactés</p> <p>Sodoca légèrement tendu</p> <p>Sol support compacté</p>	<p>Poinçonnement du Sodoca par quelques blocs d'enrochements et principalement par les matériaux filtrés.</p> <p>Environ 10 trous/m<sup>2</sup> (perforations et déchirures)</p>
<p>(C)</p>  <p>40 cm</p> <p>20 cm</p> <p>Enrochements compactés</p> <p>Quartzites à fines non compactées</p> <p>Sodoca sans tension</p> <p>Sol support compacté</p>	<p>Les enrochements arrivent à traverser les quartzites à fines et à poinçonner le géotextile (fig. 8).</p> <p>Environ 5 trous/m<sup>2</sup> (perforations et déchirures)</p>
<p>(D)</p>  <p>40 cm</p> <p>40 cm</p> <p>Enrochements compactés</p> <p>Quartzites à fines compactées et triées</p> <p>Sodoca plissé</p> <p>Sol support compacté</p>	<p>Le compactage des enrochements entraîne quelques blocs (100/200) (se trouvant à l'intérieur des quartzites à fines) qui perforent le non-tissé.</p> <p>Environ 2 trous/m<sup>2</sup> (une déchirure et une perforation).</p>

Fig. 7 — Recherche d'un mode de mise en œuvre du géotextile.



Fig. 8 — Perforations du géotextile à la mise en œuvre.

### Colmatage des fuites

Le niveau d'eau dans la retenue étant à la cote 2346,40 m ( $e \approx 6,40$  m d'eau), des fuites d'un débit important ont été observées (15 l/s mesuré en (C) dans le thalweg, à l'aval de la digue).

Le suivi « à l'oreille » a permis au maître d'œuvre et au laboratoire de localiser la fuite sous l'enrochement en rive gauche (secteur A).

Une reconnaissance sommaire, à la pelle mécanique effectuée dans le secteur A jusqu'à proximité du socle rocheux (sans l'atteindre pour des raisons de sécurité), n'a pas mis en évidence l'entraînement de fines. Les essais à la fluorescéine n'ont pas permis de localiser une entrée d'eau éventuelle à l'amont. Le débit important et ponctuel de la fuite et le fait que le rocher décapé présentait une fracturation très superficielle importante ont conduit le laboratoire à proposer une imperméabilisation par injection au coulis de bentonite ciment ( $c/e$  de 0,3 à 1) de la surface du rocher dans l'axe de la digue (fig. 5 et 9).

Les fuites ont été réduites de 15 à 3 l/s (sous 7,60 m d'eau dans la retenue). Les fuites résiduelles proviennent du secteur rive droite. La source rencontrée lors du décapage initial alimente probablement pour partie cette fuite résiduelle.

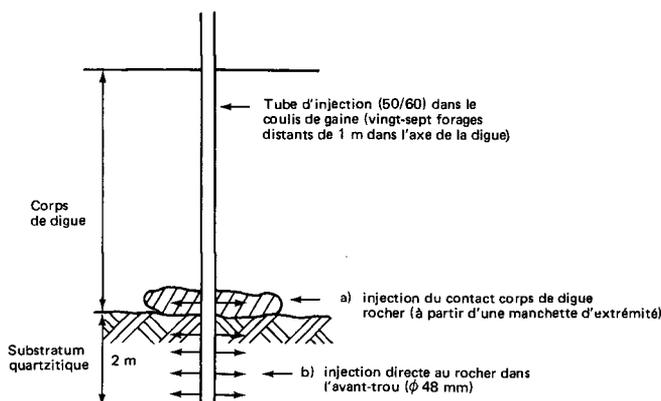


Fig. 9 — Principe d'imperméabilisation par injection.

## MESURES DE PRESSION INTERSTITIELLE ET INTERPRÉTATION

### Équipement de la digue en piézomètres

Des mesures piézométriques ont été effectuées dans deux profils transversaux de la digue situés dans la zone où celle-ci atteint sa hauteur maximale. Ces mesures avaient pour but, d'une part, de contrôler les conditions de fonctionnement de l'ouvrage (notamment l'efficacité du tapis drainant), d'autre part, d'étudier l'anisotropie de perméabilité de la digue, dans le cadre des recherches sur les digues de faible hauteur, effectuées par les laboratoires des Ponts et Chaussées.

Les profils de mesures [profils 2 et 3 espacés de 10 m (fig. 5)] ont été équipés d'appareillages de plusieurs types : cinq piézomètres pneumatiques PAC et cinq piézomètres LPC à double tubulure ont été mis en place dans le profil 2 (fig. 4 a) alors que trois piézomètres PAC et quatre tubes de 26 mm de diamètre intérieur ont été posés dans le profil 3 (fig. 4 b).

Les piézomètres LPC n'ayant pas fonctionné de façon satisfaisante, seules les mesures ponctuelles effectuées au moyen des piézomètres PAC ont été considérées comme fiables. De même, en raison de l'étanchéité défectueuse du bouchon d'argile réalisé à la partie supérieure du forage recevant le tube crépiné P1, les relevés de niveau d'eau effectués dans celui-ci n'ont pas été retenus.

### Étude des conditions d'écoulement

Les mesures piézométriques, effectuées à partir de la première mise en eau, montrent que les conditions d'écoulement sont très différentes dans les profils 2 et 3, bien que ceux-ci soient voisins. Dans le profil 3 (fig. 10 et 11), le comportement hydraulique de la digue ne présente pas d'anomalies : sauf en période de vidange du réservoir, la charge hydraulique est constamment inférieure à la charge dans la retenue et décroît d'amont en aval pour devenir très faible au voisinage de l'extrémité amont du tapis drainant. En revanche, dans le profil 2 (fig. 12), la charge hydraulique mesurée au niveau de certains piézomètres est supérieure à la charge dans la retenue : en particulier, à la fin de la première mise en eau, seul le niveau piézométrique correspondant au piézomètre 3 se situe nettement au-dessous de la surface du plan d'eau.

Les valeurs élevées de la pression interstitielle mesurées dans le profil 2 ne peuvent, a priori, s'expliquer que si l'on se place dans l'une des hypothèses suivantes :

- soit, de fortes pressions interstitielles se sont développées dans la digue pendant sa construction et leur vitesse de dissipation a été suffisamment faible pour que, à la fin de la première mise en eau, la charge

N.B. La durée des travaux d'injection a été de trois semaines (y compris amenée et repli) pour un coût en 1982 de 335 kF TTC (longueur de forage  $\approx 225$  m, volume de coulis  $\approx 33$  m<sup>3</sup>). Le coût de la construction de la digue a été de 1 800 kF TTC (1980).

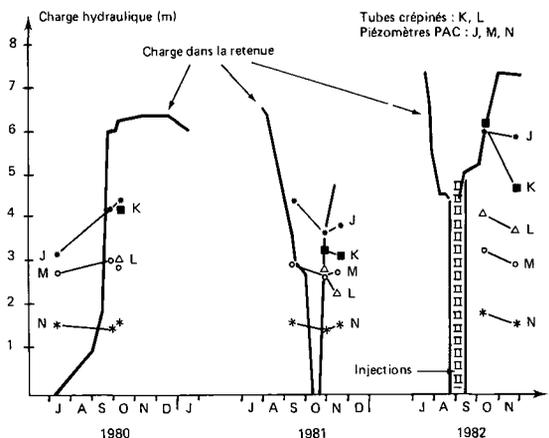


Fig. 10 — Variations de la charge hydraulique dans le profil 3 entre le début de la première mise en eau (juillet 1980) et la fin de 1982.

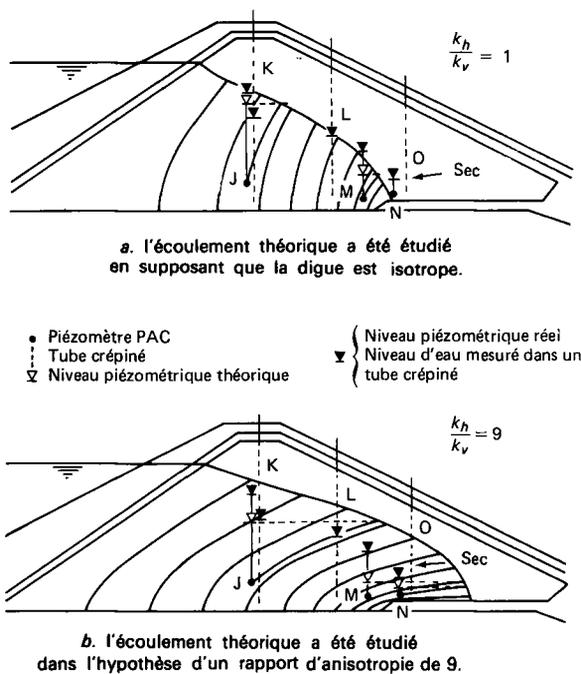


Fig. 11 — Comparaison des écoulements réel et théoriques dans le profil 3 à la date du 22 novembre 1982. Les réseaux théoriques ont été déterminés en supposant que la fondation de la digue est imperméable.

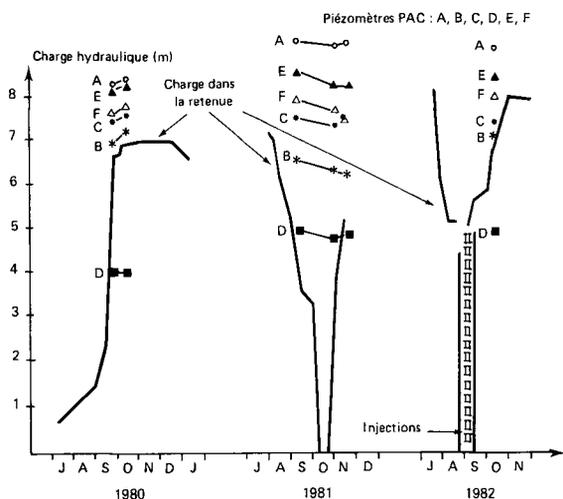


Fig. 12 — Variations de la charge hydraulique dans le profil 2 entre le début de la première mise en eau (juillet 1980) et la fin de 1982.

hydraulique dans certaines parties du profil soit supérieure à la charge dans la retenue ;

— soit, l'écoulement à travers le profil est alimenté, non seulement par la retenue, mais aussi par une source indépendante de la retenue, située sous la base de la digue.

Les pressions interstitielles mesurées en fin de construction dans chaque piézomètre du profil 2 (elles sont comprises entre 16 et 50 kPa) étant inférieures à celles mesurées en fin de première mise en eau (c'est-à-dire plus de dix mois après la fin de la construction) ou du même ordre, la première hypothèse ne peut être retenue. En revanche, la seconde est cohérente avec les observations faites au début des travaux. Il est, en effet, extrêmement probable que la source, découverte à l'emplacement de la conduite de vidange et qui est vraisemblablement alimentée par des eaux provenant du massif constituant la rive droite, perturbe les conditions hydrauliques dans les profils voisins, notamment dans le profil 2 situé à proximité immédiate de cette conduite (à environ 4 m).

### Influence des injections sur la pression interstitielle

Bien qu'elles aient été peu nombreuses et qu'elles aient intéressé essentiellement le profil 3, les mesures effectuées après la fin des travaux d'injection mettent en évidence l'effet bénéfique de ces derniers sur le comportement hydraulique de l'ouvrage à l'extérieur de la zone injectée (comprise entre les profils 4 et 7, fig. 5). Les mesures réalisées dans le profil 3 montrent, en effet, que les pressions interstitielles et les niveaux d'eau dans les tubes se sont abaissés pendant les deux mois suivant les travaux d'injection, alors que le niveau d'eau s'élevait dans la retenue (fig. 10). Cela implique, soit que le coulis d'injection ait colmaté des fissures s'étendant jusque sous le profil 3, soit que, avant traitement, l'écoulement dans le profil ait été alimenté partiellement par la partie de digue située à sa gauche et que les injections aient eu pour effet d'annuler ou de réduire cette alimentation latérale.

### Anisotropie de perméabilité du corps de digue

La méthode la plus fiable de détermination du rapport d'anisotropie de perméabilité  $\frac{k_h}{k_v}$  ( $k_h$  et  $k_v$  étant respectivement les coefficients de perméabilité horizontale et verticale) du sol constitutif d'un ouvrage hydraulique en service consiste :

- à mesurer les valeurs de la pression interstitielle en divers points de l'ouvrage lorsque celui-ci est le siège d'un écoulement permanent ;
- à calculer en ces points les valeurs de la pression interstitielle en régime permanent pour diverses valeurs de  $k_h$  ;
- à retenir la valeur de  $\frac{k_h}{k_v}$  assurant la meilleure concordance entre les valeurs théoriques et expérimentales de la pression interstitielle.

L'application de cette méthode à la digue de La Plagne se heurte à plusieurs difficultés. D'une part, aucune série de mesures de pression interstitielle ne correspond à un régime d'écoulement permanent, d'autre part, les conditions aux limites de l'écoulement sont très mal définies dans le profil 2 (existence d'une source dans la fondation à proximité du profil) et ne sont pas connues avec certitude dans le profil 3 (possibilité d'alimentation latérale ou par des fissures de la fondation). Dans ces conditions, on ne pouvait procéder qu'à une estimation assez peu précise du rapport d'anisotropie.

Cette estimation a été faite à partir des mesures effectuées dans le profil 3 à la fin du mois de novembre 1981, c'est-à-dire plus de deux mois après l'achèvement des travaux d'injection, alors que le niveau de la retenue n'avait pas subi de fluctuation sensible depuis un mois.

A cette époque, l'injection de la fondation avait amélioré l'étanchéité de cette dernière au droit du profil 3, et/ou réduit l'alimentation latérale de l'écoulement dans ce profil. Les résultats des mesures sont comparés sur la figure 11 aux résultats de l'étude théorique de l'écoulement permanent effectuée en supposant que le sol de fondation est imperméable et en affectant successivement les valeurs 1 et 9 au rapport d'anisotropie. On constate que si les résultats expérimentaux ne concordent pas parfaitement avec les résultats théoriques obtenus dans l'hypothèse d'isotropie, les écarts restent relativement limités. En revanche, les résultats expérimentaux et théoriques divergent fortement lorsque ces derniers correspondent à un rapport d'anisotropie de 9. Cela indique que le comportement hydraulique de la digue s'apparente à celui d'un ouvrage isotrope ou faiblement anisotrope \*.

Ce résultat, qu'il convient de retenir avec une grande prudence compte tenu du peu de mesures significatives effectuées, est sensiblement différent de ceux présentés par Shérard *et al.* (1963) \*\* qui recommandent d'adopter un rapport d'anisotropie de 25 pour l'étude des projets de barrages en terre construits au moyen de matériaux graveleux extraits d'emprunts homogènes.

## CONCLUSION

L'exemple de la digue de La Plagne fait clairement ressortir la nécessité d'injecter le massif rocheux constituant la fondation d'une digue fermant un bassin de stockage, même si l'ouvrage est de faible importance et si une reconnaissance succincte semble indiquer que le massif est peu fissuré.

L'interprétation des mesures piézométriques effectuées dans un profil de la digue semble montrer que celle-ci est isotrope ou faiblement anisotrope vis-à-vis de la perméabilité, bien qu'elle soit construite à partir d'un sol graveleux; ce résultat est toutefois à considérer avec prudence compte tenu du faible nombre de mesures significatives effectuées.

---

\* Des réseaux d'écoulement théoriques (non représentés ici) établis pour des rapports d'anisotropie supérieurs à 9 montrent que les pressions interstitielles correspondantes sont toutes inférieures à celles obtenues pour  $\frac{k_h}{k_v} = 9$  et, par suite, diffèrent davantage des valeurs mesurées.

\*\* SHERARD J.-L., WOODWARD R. J., GIZIENSKI S. F., CLEVINGER W. A., *Earth and earth-rock dams*, John Wiley and sons, Ed. (1963).



## Application de la méthode des éléments finis aux écoulements en milieu poreux

Pierre HUMBERT  
Chef de la section modèles numériques  
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

### RÉSUMÉ

Après un rappel des équations de base régissant les écoulements en milieu poreux, une technique de résolution par la méthode des éléments finis de l'équation de Poisson non linéaire en régime transitoire est présentée.

Les adaptations à apporter à cet algorithme général pour résoudre certains problèmes particuliers sont exposées et illustrées par des exemples dans le cas des écoulements en milieu poreux saturé avec surface libre, des écoulements en milieu poreux non saturé et dans le cas des calculs de nappes aquifères.

**MOTS CLÉS :** 42 - *Éléments finis (méthode)* - *Écoulement (fluide)* - *Calcul* - *Nappe aquifère* - *Sol* - *Saturation* - *Milieu poreux*.

Si les premières applications de la méthode des éléments finis ont été orientées vers la résolution des équations d'équilibre en élasticité ou en élastoplasticité, il est très vite apparu que cette méthode pouvait aussi être utilisée pour la résolution de nombreux problèmes physiques régis par des systèmes d'équations aux dérivées partielles.

En particulier, les problèmes de répartition de la charge hydraulique dans les écoulements en milieu poreux qui, tout comme les problèmes de répartition de température ou de potentiel électrique, se ramènent à la résolution d'une équation du type  $\Delta(u)=f$ , peuvent être traités aisément par la méthode des éléments finis. Après avoir posé les équations du problème, on abordera la technique générale de résolution et on verra sa particularisation pour trois importants types de problèmes : les écoulements en milieu poreux non saturés, les écoulements en milieu poreux saturés avec surface libre et les calculs de nappes aquifères.

# I – ÉQUATIONS DES ÉCOULEMENTS EN MILIEU POREUX

## I. 1. Cas du milieu poreux saturé

L'équation générale qui régit les écoulements en milieu poreux saturé est obtenue à partir des trois équations suivantes :

— équation de continuité du fluide :

$$\operatorname{div}(\rho \vec{U}) + \frac{\partial}{\partial t}(\rho n) + \rho q = 0 \quad (1)$$

— équation de continuité du solide :

$$\operatorname{div}[\rho_s (1-n) \vec{U}_s] + \frac{\partial}{\partial t}[(1-n) \rho_s] = 0 \quad (2)$$

— loi de Darcy :

$$\vec{U} - n \vec{U}_s = - \frac{\bar{k}}{\mu} [\operatorname{grad} p + \rho g \operatorname{grad} z] \quad (3)$$

avec :

$\rho$  : masse volumique du fluide,

$n$  : porosité,

$q$  : débit volumique,

$\vec{U}$  : vitesse apparente du fluide,

$\vec{U}_s$  : vitesse réelle moyenne du solide,

$\rho_s$  : masse volumique du solide,

$p$  : pression,

$z$  : cote,

$g$  : accélération de la pesanteur,

$\bar{k}$  : perméabilité intrinsèque,

$\mu$  : viscosité dynamique.

Si l'on porte dans (1) la valeur de  $\vec{U}$  donnée par (3) et si l'on fait intervenir la notion de dérivée particulaire en suivant le solide  $\left(\frac{df}{dt} = \frac{\partial f}{\partial t} + \vec{U}_s \cdot \operatorname{grad} f\right)$ , on obtient :

$$\operatorname{div} \left[ \rho \frac{\bar{k}}{\mu} (\operatorname{grad} p + \rho g \operatorname{grad} z) \right] = n \frac{d\rho}{dt} + \frac{\rho}{1-n} \frac{dn}{dt} - \frac{\rho n}{\rho_s} \frac{d\rho_s}{dt} + \rho q \quad (4)$$

Sans entrer dans le détail des calculs, il apparaît que, moyennant certaines hypothèses simplificatrices, l'équation (4) peut se mettre sous la forme :

$$\operatorname{div}(\bar{K} \operatorname{grad} h) = \rho n g \left( \beta_f - \beta_s + \frac{\alpha}{n} \right) \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (5)$$

avec :

$\bar{K} = \rho g \frac{\bar{k}}{\mu}$  : tenseur de perméabilité,

$\beta_f$  : compressibilité du fluide,

$\beta_s$  : compressibilité des grains solides,

$\alpha$  : compressibilité du milieu poreux.

Le terme  $\rho n g \left( \beta_f - \beta_s + \frac{\alpha}{n} \right)$  est le coefficient d'emmagasinement spécifique  $C_s$ .

L'équation générale de l'écoulement en milieu poreux saturé est donc :

$$\operatorname{div}(\bar{K} \operatorname{grad} h) = C_s \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (6)$$

## II. 2. Cas du milieu poreux non saturé

Si  $S$  est le coefficient de saturation, on remplace  $n$  par  $nS$  dans les équations (1) et (3) et  $\bar{k}$  par  $k_r \cdot \bar{k}$  dans (3) ( $k_r$  est la perméabilité relative comprise entre 0 et 1). Le coefficient  $S$  est relié à la teneur en eau  $\theta$  et à la porosité  $n$  par  $\theta = nS$ .

Une démarche analogue à celle du cas du milieu poreux saturé conduit à l'équation :

$$\operatorname{div}(k_r \bar{K} \operatorname{grad} h) = \left( \frac{\theta}{n} C_s + \frac{\partial \theta}{\partial \psi} \right) \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (7)$$

avec :  $\psi = h - z$ .

La perméabilité relative  $k_r$  et la teneur en eau  $\theta$  sont des fonctions de  $\psi$ . On détermine expérimentalement la courbe  $K(\theta)$  (fig. 1) et la courbe  $\psi(\theta)$  ou courbe de succion (fig. 2). Cette dernière courbe présente

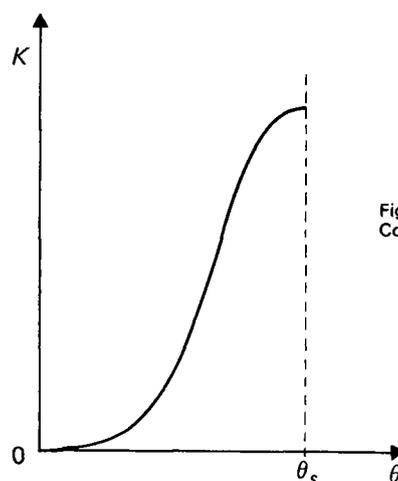


Fig. 1  
Courbe de perméabilité.

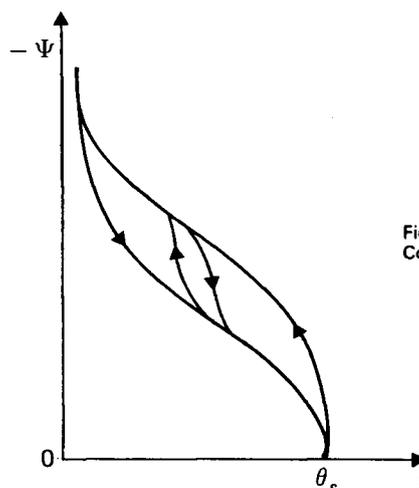


Fig. 2  
Courbe de succion.

souvent des phénomènes d'hystérésis. Si on les néglige, on peut déterminer  $k_r(\psi)$  et  $\theta(\psi)$  qui sont alors introduits dans l'équation (7).

En régime permanent, l'équation (7) devient :

$$\operatorname{div}(k_r(\psi) \overline{\overline{K}} \overrightarrow{\operatorname{grad}} h) = q \quad (8)$$

On retrouve le cas du milieu poreux saturé en faisant :

$$k_r(\psi) = 1,$$

d'où :  $\operatorname{div}(\overline{\overline{K}} \overrightarrow{\operatorname{grad}} h) = q$  qui peut s'écrire :

$$\frac{\partial}{\partial x_j} \left( K^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_i} \right) = q$$

Si, de plus, il s'agit d'un milieu isotrope de perméabilité  $k$ , on obtient l'équation de Poisson :

$$-\Delta h = f \quad (9)$$

En régime transitoire, si l'on pose

$$C(\psi) = \frac{\partial \theta(\psi)}{\partial \psi},$$

l'équation (7) s'écrit :

$$\operatorname{div}(k_r(\psi) \overline{\overline{K}} \overrightarrow{\operatorname{grad}} h) = \left[ \frac{\theta(\psi)}{n} C_s + C(\psi) \right] \frac{\partial h}{\partial t} + q$$

Le coefficient de  $\frac{\partial h}{\partial t}$  comporte un terme dépendant des compressibilités du fluide, des grains solides et du milieu poreux, et un autre dépendant de la présence d'une zone non saturée, qui est souvent prépondérant par rapport au premier.

En faisant  $k_r(\psi) = 1$  et pour un milieu isotrope, on obtient une équation de la forme :

$$-\Delta h = f + c \frac{\partial h}{\partial t} \quad (10)$$

Cette équation n'est autre que l'équation de la chaleur en régime transitoire.

## II — RÉSOLUTION PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La méthode décrite ici est une méthode de résolution de l'équation de la chaleur :

$$-\operatorname{div}(\overline{\overline{K}} \overrightarrow{\operatorname{grad}} h) = f + c \frac{\partial h}{\partial t} \quad (11)$$

qui pourra s'appliquer aux problèmes suivants :

- transfert de chaleur,
- écoulements en milieu poreux,

- conduction électrique,
- électrostatique,
- torsion cylindrique, etc.

L'équation (11), valable sur un domaine  $\Omega$  (fig. 3), est associée à trois types de conditions aux limites sur le contour :

- condition de potentiel imposé ou condition de Dirichlet

$$h = \bar{h}(P) \text{ sur } S_1,$$

- condition de flux imposé ou condition de Neuman

$$-k^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} n_i = f_1(P) \text{ sur } S_2,$$

- condition mixte, dite condition d'échange ou de Cauchy

$$-k^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} n_i = E(P) \cdot [h - h_e] \text{ sur } S_3,$$

avec :

$\bar{h}(P)$  : potentiel imposé au point  $P$ ,

$n_i$  : composantes du vecteur normal au contour,

$f_1(P)$  : flux imposé au point  $P$ ,

$E(P)$  : coefficient d'échange au point  $P$ ,

$h_e$  : potentiel extérieur.

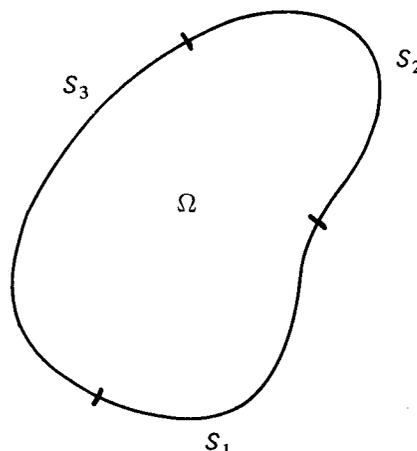


Fig. 3

La démarche suivie pour arriver à une formulation « éléments finis » est une démarche en deux étapes :

1 — On ramène le problème de la résolution d'un système différentiel à celui de la recherche du minimum d'une fonctionnelle (principe variationnel).

2 — On ramène ensuite le problème de la détermination d'une fonction inconnue minimisant cette fonctionnelle à celui du calcul d'un nombre fini d'inconnues, par décomposition du domaine  $\Omega$  en un nombre fini d'éléments sur chacun desquels on impose le type de variation de la fonction inconnue.

On traitera d'abord le cas du régime permanent en milieu isotrope puis anisotrope. On abordera ensuite le régime transitoire et la prise en compte de la non-linéarité éventuelle.



## Formulation matricielle

### Formulation locale

Après décomposition du domaine à étudier en sous-domaines élémentaires appelés éléments (fig. 4), on approche sur ces éléments le potentiel inconnu  $u$  par un développement polynomial :

$$u = \mathbf{N} U_E$$

avec :

$\mathbf{N}$  : matrice des fonctions d'interpolation de l'inconnue,

$U_E$  : vecteurs des valeurs nodales du potentiel.

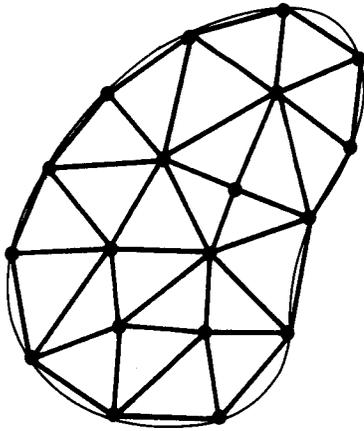


Fig. 4  
Décomposition du domaine.

La géométrie de l'élément est définie par les coordonnées des nœuds de l'élément contenues dans le vecteur  $X_E$  et par les fonctions de forme  $\mathbf{F}$  qui sont les fonctions d'interpolation des coordonnées. Si  $\xi, \eta, \zeta$  sont des coordonnées locales, on a :

$$X = [x, y, z] = \mathbf{F}(\xi, \eta, \zeta) X_E$$

Lorsque  $\mathbf{F}$  et  $\mathbf{N}$  sont identiques, l'élément est dit « isoparamétrique ».

Si  $\mathcal{N}_C$  et  $\mathcal{N}_L$  sont les dérivées des fonctions d'interpolation  $\mathbf{N}$  par rapport aux coordonnées globales et locales, on a :

$$\mathcal{N}_L = J \mathcal{N}_C$$

$J$  désignant la matrice jacobienne.

$$J = \begin{bmatrix} \mathbf{F}, \xi \\ \mathbf{F}, \eta \\ \mathbf{F}, \zeta \end{bmatrix} X_E$$

L'élément de volume  $d\Omega$  s'écrit  $d\Omega = |J| d\xi d\eta d\zeta$ , où  $|J|$  est le déterminant de  $J$ .

La fonctionnelle s'écrit alors au niveau élémentaire :

$$J_E(u) = \frac{1}{2} {}^t U_E \left( \int_{\Omega_E} {}^t \mathcal{N}_C K \mathcal{N}_C d\Omega_E \right) U_E - \int_{\Omega_E} f \mathbf{N} d\Omega_E U_E - \int_{S_E} G(\mathbf{N}) dS_E U_E \quad (19)$$

Si l'on pose :

$$\begin{cases} K_E = \int_{\Omega_E} {}^t \mathcal{N}_L {}^t J^{-1} K J^{-1} \mathcal{N}_L |J| d\xi d\eta d\zeta \\ {}^t F_{VE} = \int_{\Omega_E} f \mathbf{N} |J| d\xi d\eta d\zeta \\ {}^t F_{SE} = \int_{S_E} G(\mathbf{N}) dS_E \end{cases} \quad (20)$$

on peut écrire :

$$J_E(u) = \frac{1}{2} {}^t U_E K_E U_E - ({}^t F_{VE} + {}^t F_{SE}) U_E$$

Pour exprimer que  $J_E(u)$  est minimum, calculons  $\delta J_E$  :

$$\delta J_E = {}^t U_E K_E \delta U_E - ({}^t F_{VE} + {}^t F_{SE}) \delta U_E$$

En écrivant que  $\delta J_E$  est nul pour tout  $\delta U_E$  admissible satisfaisant les conditions aux limites et en transposant l'expression obtenue, il vient :

$$K_E U_E = F_{VE} + F_{SE} \quad (21)$$

avec :

$K_E$  : matrice de rigidité élémentaire,

$F_{VE}$  : vecteur « forces de volume » élémentaire,

$F_{SE}$  : vecteur « forces de surface » élémentaire.

L'équation (21) exprime la relation très simple entre le vecteur des inconnues nodales  $U_E$  et le vecteur des forces nodales  $F_{VE} + F_{SE}$ .

### Formulation globale

On définit les potentiels nodaux  $U_E^k$  de l'élément numéro  $k$  à partir du vecteur  $U_G$  des potentiels nodaux relatifs à l'ensemble des éléments par une relation de la forme :

$$U_E^k = P^k U_G \quad (22)$$

où  $P^k$  représente une matrice « d'extraction » formée de 0 et de 1. De la même manière, on a :

$$F_E^k = P^k F_G$$

$J_E(u)$  étant en fait l'énergie potentielle élémentaire, écrivons que la variation de l'énergie des « forces » internes de l'ensemble des éléments est égale à la variation de l'énergie des « forces » externes  $F_G$  pour tout  $\delta U_G$  admissible :

$$\sum_k {}^t U_E^k K_E^k \delta U_E^k = \sum_k {}^t F_E^k \delta U_E^k = {}^t F_G \delta U_G$$

D'après (22) :

$$\begin{aligned} \sum_k {}^t U_E^k K_E^k \delta U_E^k &= \sum_k {}^t U_G {}^t P^k K_E^k P^k \delta U_G \\ &= {}^t U_G \left( \sum_k P^k K_E^k P^k \right) \delta U_G \end{aligned}$$

On a donc :

$${}^t U_G K_G \delta U_G = {}^t F_G \delta U_G$$

pour tout  $\delta U_G$  admissible



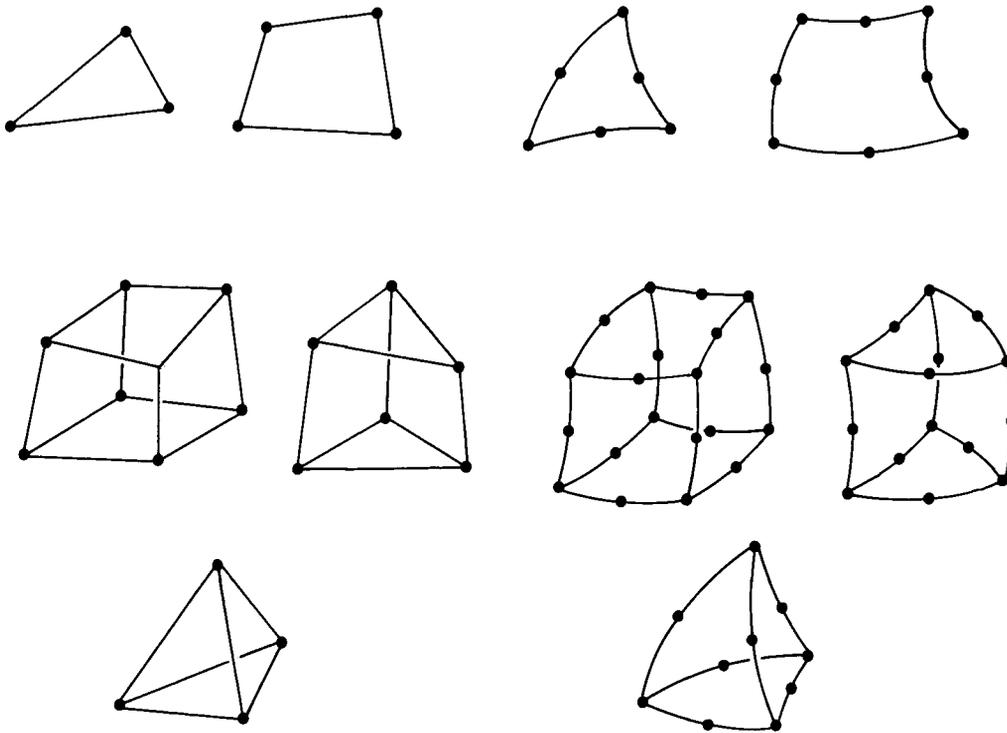


Fig. 6. — Types d'éléments utilisés dans les PPR, ROSALIE et CÉSAR.

## II. 2. Cas du régime transitoire

### Principe variationnel et équation matricielle

En utilisant les mêmes procédés que pour le cas du régime permanent, on montre que résoudre :

$$-\operatorname{div}(\bar{K} \overrightarrow{\operatorname{grad}} u) = f + g \frac{\partial u}{\partial t}$$

équivaut à rendre minimale la fonctionnelle :

$$J(u, t) = \frac{1}{2} \int_{\Omega} k^{ij} \frac{\partial u}{\partial x_i} \frac{\partial u}{\partial x_j} d\Omega - \int_{\Omega} \left( f + g \frac{\partial u}{\partial t} \right) u d\Omega - \int_S N(u) dS$$

où, comme pour le régime permanent, le dernier terme dépend des conditions aux limites (voir (18)).

A  $t$  fixé, si l'on pose  $\dot{U}_E = \frac{\partial U_E}{\partial t}$ , on obtient l'équation matricielle élémentaire :

$$K_E U_E + C_E \dot{U}_E = F_E$$

où  $K_E$ ,  $U_E$  et  $F_E$  ont la même signification que dans le cas du régime permanent, et où apparaît en plus la matrice  $C_E$  « d'emmagasinement », qui a pour expression :

$$C_E = - \int_{\Omega_E} g \mathbf{N} \mathbf{N} d\Omega_E$$

Après assemblage, on obtient l'équation matricielle globale :

$$K_G U_G + C_G \dot{U}_G = F_G \quad (25)$$

### Procédé d'intégration dans le temps

Il existe de nombreuses méthodes d'intégration dans le temps, tant implicites qu'explicites. Parmi les méthodes implicites, on a choisi celle des différences finies dans le temps et celle de Galerkin.

#### Méthode des différences finies dans le temps

A partir des valeurs de  $U$  aux temps  $t_{i-1}$  et  $t_i$ , on calcule les valeurs de  $U$  et  $\dot{U}$  au milieu de l'intervalle de temps :

$$\begin{cases} U\left(t_{i-1} + \frac{\Delta t}{2}\right) = \frac{U(t_{i-1}) + U(t_i)}{2} \\ \dot{U}\left(t_{i-1} + \frac{\Delta t}{2}\right) = \frac{U(t_i) - U(t_{i-1})}{\Delta t} \end{cases}$$

En reportant ces valeurs dans l'équation (25), on obtient la formule de récurrence de Crank-Nicholson :

$$\left[ \frac{K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right] U(t_i) = \left[ -\frac{K}{2} + \frac{C}{\Delta t} \right] U(t_{i-1}) + \frac{F(t_{i-1}) + F(t_i)}{2} \quad (26)$$

#### Méthode de Galerkin

C'est une méthode d'éléments finis dans le temps qui nécessite le choix de fonctions d'interpolation du

temps dans l'intervalle  $[t_{i-1}, t_i]$ . On prendra des fonctions d'interpolation linéaires définies par :

$$\begin{cases} N_{t_{i-1}} = 1 - \lambda \\ N_{t_i} = \lambda \end{cases} \quad \text{où } \lambda = \frac{t - t_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} \in [0, 1]$$

Les valeurs interpolées des vecteurs  $U$  et  $F$  dans l'intervalle de temps sont données par :

$$\begin{cases} \hat{U}(t) = N_{t_{i-1}} U(t_{i-1}) + N_{t_i} U(t_i) \\ \hat{F}(t) = N_{t_{i-1}} F(t_{i-1}) + N_{t_i} F(t_i) \end{cases} \quad (27)$$

L'application du principe variationnel revient à écrire que sur tout intervalle  $[t_{i-1}, t_i]$ , on a :

$$\int_{t_{i-1}}^{t_i} \delta \Phi(u, t) = 0$$

pour tout  $\delta u(t)$  admissible de  $t_{i-1}$  à  $t_i$ .

Or on a :

$$\delta \Phi(u, t) = {}^t U_E K_E \delta U_E + {}^t \dot{U}_E C_E \delta U_E - {}^t F_E \delta U_E,$$

$\dot{U}_E$  étant calculé à partir de (27) :

$$\dot{U}_E = \frac{\partial U(t)}{\partial t} = \frac{\partial N_{t_{i-1}}}{\partial t} U(t_{i-1}) + \frac{\partial N_{t_i}}{\partial t} U(t_i)$$

Posons :

$$\begin{aligned} U(t_{i-1}) &= U_{i-1} \text{ et } U(t_i) = U_i : \\ \dot{U}_E &= (-U_{i-1} + U_i) \frac{\partial \lambda}{\partial t} = \frac{U_i - U_{i-1}}{\Delta t} \end{aligned}$$

D'autre part,  $\delta U_E$  est interpolé par

$$\delta U_E = (1 - \lambda) \delta U_{i-1} + \lambda \delta U_i$$

Parmi tous les  $\delta U_E$  admissibles, choisissons ceux pour lesquels :

$$\delta U_{i-1} = 0 \Rightarrow \delta U_E = \lambda \delta U_i$$

On peut alors écrire :

$$\begin{aligned} \int_{t_{i-1}}^{t_i} \delta \Phi(u, t) &= \\ \Delta t \int_0^1 [(1 - \lambda) {}^t U_{i-1} + \lambda {}^t U_i] K \lambda \delta U_i d\lambda &+ \\ + \Delta t \int_0^1 \frac{{}^t U_i - {}^t U_{i-1}}{\Delta t} C \lambda \delta U_i d\lambda &- \\ - \Delta t \int_0^1 [(1 - \lambda) F_{i-1} + \lambda F_i] \lambda \delta U_i d\lambda & \end{aligned}$$

$$\text{Or, } \int_0^1 \lambda (1 - \lambda) d\lambda = \frac{1}{6} \text{ et } \int_0^1 \lambda^2 d\lambda = \frac{1}{3}$$

On en déduit :

$$\left\{ \left[ \frac{1}{6} {}^t U_{i-1} + \frac{1}{3} {}^t U_i \right] K + \frac{{}^t U_i - {}^t U_{i-1}}{2 \Delta t} C - \frac{1}{6} F_{i-1} - \frac{1}{3} F_i \right\} \delta U_i = 0,$$

quel que soit  $\delta U_i$ .

En regroupant au premier membre les termes en  $U_i$ , on obtient au niveau global après assemblage la formule de récurrence de Galerkin :

$$\left[ \frac{K}{3} + \frac{C}{2 \Delta t} \right] U_i = \left[ -\frac{K}{6} + \frac{C}{2 \Delta t} \right] U_{i-1} + \frac{F_{i-1} + 2 F_i}{6} \quad (28)$$

### Technique de calcul

Les deux méthodes décrites ci-dessus se ramènent toutes deux à une formule de récurrence de la forme :

$$K_1 U(t_i) = K_2 U(t_{i-1}) + G(t_i)$$

Les matrices  $K_1$  et  $K_2$  sont fonctions de  $\Delta t$ . L'algorithme de calcul est décrit sur la figure 7. On constate que à chaque modification de  $\Delta t$ , il faut recalculer ou pour le moins réassembler les matrices  $K_1$  et  $K_2$  et triangulariser  $K_1$ . Les deux méthodes donnent de très

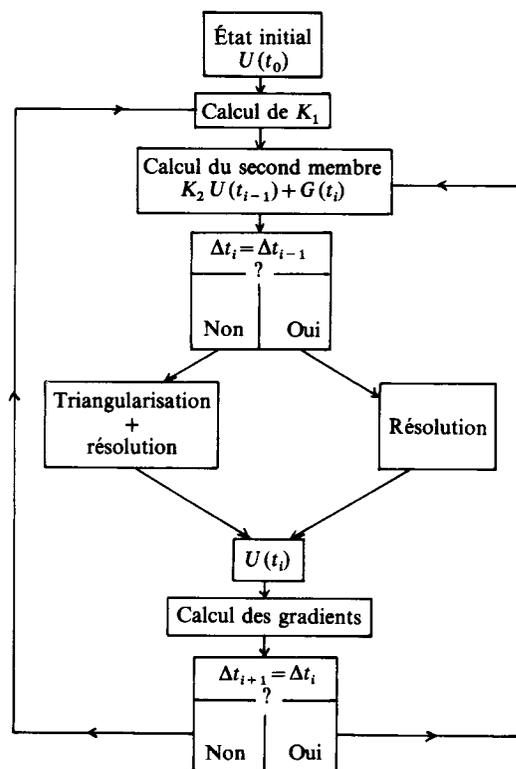


Fig. 7. — Algorithme de calcul en régime transitoire (modèle linéaire).

bons résultats pour les petits pas de temps et sont inconditionnellement stables. Toutefois, pour des valeurs croissantes des pas de temps, la méthode de Galerkin oscille moins que celle de Crank-Nicholson. C'est pour cette raison que nous l'avons retenue pour les groupes 03 et 04 du système ROSALIE et pour les programmes BIDIF et NSAT du système PPR.

### Prise en compte de la non-linéarité de comportement

#### Présentation du problème

Que l'on soit en régime permanent ou transitoire, les méthodes présentées aux paragraphes II.1 et II.2 de ce chapitre supposent que les caractéristiques des matériaux ne varient pas, en particulier en fonction de la valeur du potentiel (charge, température) et éventuellement du temps. S'il n'en est pas ainsi, les matrices  $K$  et  $C$  dépendent de  $U$  et de  $t$ , et il est alors nécessaire de faire un calcul itératif (à chaque pas de temps en régime transitoire) en réactualisant ces matrices, jusqu'à stabilisation.

L'équation à résoudre est de la forme :

$$K_1(u, t) U(t_i) = K_2(u, t) U_{i-1} + G(t_i).$$

La technique d'actualisation (méthode dite « du point fixe ») est coûteuse en temps de calcul, surtout pour les modèles tridimensionnels, et ce pour deux raisons :

—  $K_1$  étant modifiée à chaque itération, il est nécessaire de refaire sa triangularisation à chaque fois :

— la prise en compte de caractéristiques variables en chaque nœud rend obligatoire l'utilisation de la technique d'intégration numérique pour le calcul des matrices élémentaires  $K_E$  et  $C_E$ , même si les éléments sont géométriquement « droits ».

L'utilisation de méthodes explicites, pour lesquelles il n'est pas nécessaire de faire une résolution à chaque pas de temps, supprimerait le premier inconvénient, mais ces méthodes ne sont pas inconditionnellement stables et nécessitent l'emploi de très nombreux pas de temps.

#### Technique de calcul

L'algorithme de calcul est décrit sur la figure 8. Par rapport au cas linéaire, on constate la présence d'une boucle supplémentaire à l'intérieur de la boucle sur les pas de temps. D'autre part, la matrice est triangularisée à chaque itération de chaque pas de temps.

Le processus itératif cesse lorsqu'une certaine norme de la différence entre la solution à l'itération  $j$  et la solution à l'itération  $j-1$  est inférieure à  $\epsilon$  donné.

## III — APPLICATIONS

Les algorithmes décrits précédemment permettent de traiter les problèmes d'écoulement en milieu poreux saturé sans surface libre, et les problèmes d'écoulement en milieu poreux non saturé sans surface de suintement. Pour pouvoir prendre en compte la présence d'une surface de suintement, d'une surface libre, ou pour les calculs de nappes aquifères, les algorithmes généraux nécessitent quelques adaptations qui sont décrites dans les paragraphes III.2 à III.4 de cette partie.

### III. 1. Milieu poreux saturé sans surface libre

Un exemple classique est le problème de l'écoulement autour d'une palplanche. Dans ce type de calcul, les chargements se réduisent en général à des flux nuls à travers certaines surfaces; ce type de condition aux limites est satisfait implicitement sur un bord libre. Les conditions aux limites sur la charge hydraulique sont en général des conditions de charge constante sur des parties de contour, ou de charge égale à la cote (condition de pression nulle) sur des surfaces de suintement connues. Les figures 9 et 10 représentent le maillage et les réseaux d'équipotentiels et d'équipressions obtenus pour un calcul d'écoulement autour d'une galerie circulaire. L'alimentation est assurée à la partie supérieure du modèle par une condition de charge constante. La surface de la galerie constitue la surface de suintement ou de pression nulle.

Ce calcul peut-être effectué avec les programmes PPR-BIDIF ou PPR-NSAT. Dans ce dernier cas, le contour de la galerie est déclaré en surface de suintement, ce qui évite à l'utilisateur de rentrer point par point la condition  $h=y$ , cette condition étant automatiquement mise en place à la deuxième itération. Le milieu restant saturé, le processus itératif s'arrête après deux itérations.

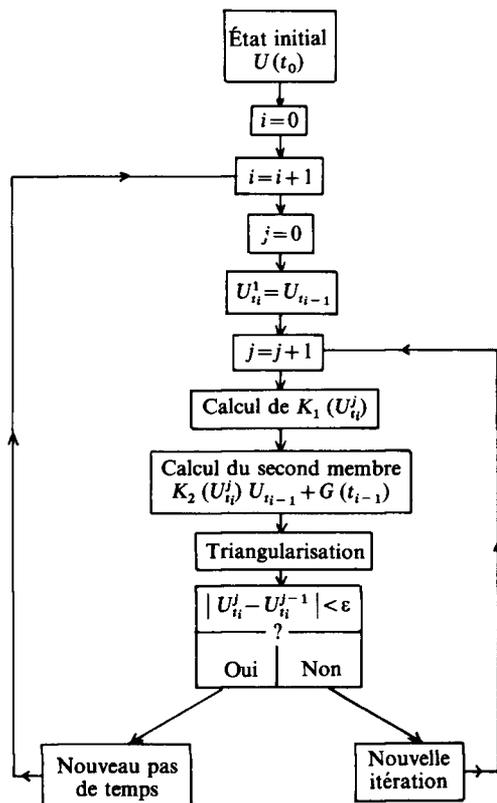


Fig. 8. — Algorithme de calcul en régime transitoire (modèle non linéaire).

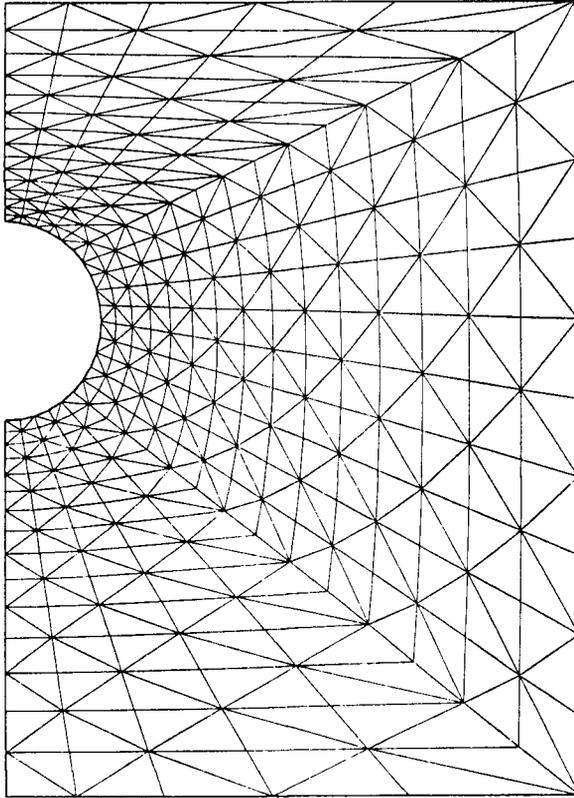


Fig. 9. — Maillage pour un calcul d'écoulement autour d'une galerie.

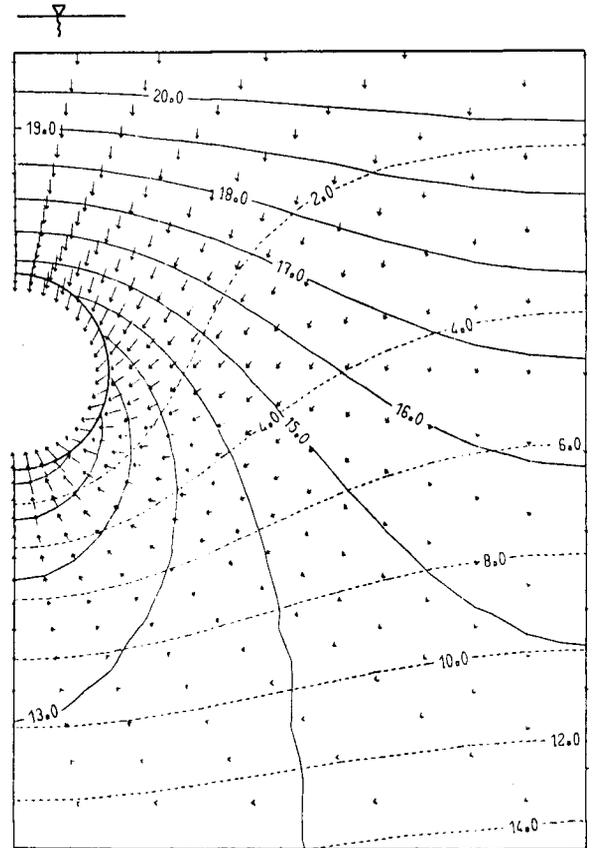


Fig. 10. — Équipotentiels (—) et équipressions (---).

### III. 2. Milieu poreux saturé avec surface libre

#### Formulation du problème en régime permanent

Considérons le cas du barrage représenté sur la figure 11. Dans le domaine  $\Omega$  limité par les surfaces  $S_h, S_b, S_r, S_h'$  et  $S_f$ , l'écoulement est régi par :

$$-\text{div}(\bar{K} \overrightarrow{\text{grad}} h) = f \quad (29)$$

où  $f$  correspond à un débit volumique en général nul.

Les conditions aux limites sont de deux types :

— celles qui s'appliquent sur des limites connues :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \bar{h}(P) \text{ sur } S_h \text{ (charge imposée)} \\ h = \bar{h}'(P) \text{ sur } S_h' \text{ (charge imposée)} \\ -k^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} n_i = f_1(P) \text{ sur } S_f \text{ (flux imposé).} \end{array} \right. \quad (30)$$

— celles qui s'appliquent sur la surface libre  $S_l$  et la surface de suintement  $S_r$ , qui ne sont pas des données du problème :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = z(P) \text{ sur } S_l \text{ et } S_r \text{ (pression nulle)} \\ -k^{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} n_i = 0 \text{ sur } S_l \text{ (flux nul).} \end{array} \right. \quad (31)$$

Toute la difficulté consiste à résoudre (29) sur un domaine qui n'est pas connu au départ, tout en satisfaisant les conditions aux limites (30) et (31). On voit que sur la surface libre, on a à la fois une condition

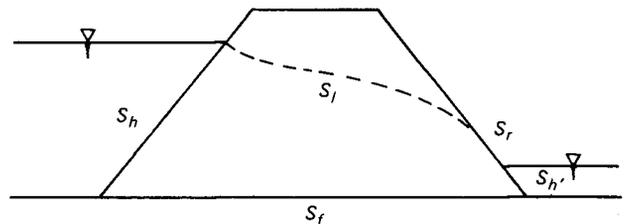


Fig. 11

sur la charge et une condition sur le flux :  $S_l$  est simultanément une surface à pression nulle et une surface de courant.

#### Méthodes de résolution

L'idée générale consiste à se fixer au départ de façon arbitraire la position de  $S_b$ , à lui imposer la condition de flux nul (cette condition est implicite sur un bord libre) et à ajuster sa position à chaque itération en cherchant à satisfaire la condition sur la charge  $h = z(P)$ . Cela s'obtient en déplaçant les points de  $S_l$  de manière à ce que leur cote soit égale à leur charge à l'itération précédente.

#### Méthode de suppression d'éléments

Cette méthode, qui n'est jamais employée seule, consiste à obtenir une première approximation de la surface libre en supprimant à chaque itération les éléments pour lesquels l'ensemble des sommets ont

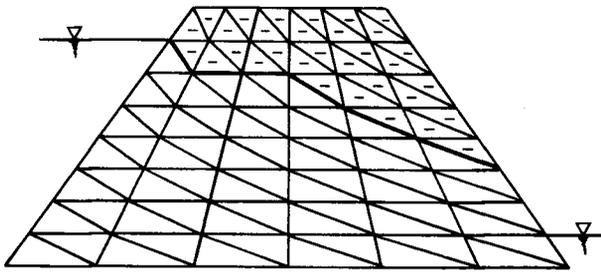


Fig. 12. — Méthode de suppression d'éléments.

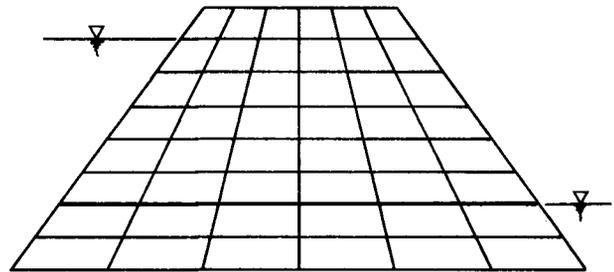


Fig. 14. — Maillage initial.

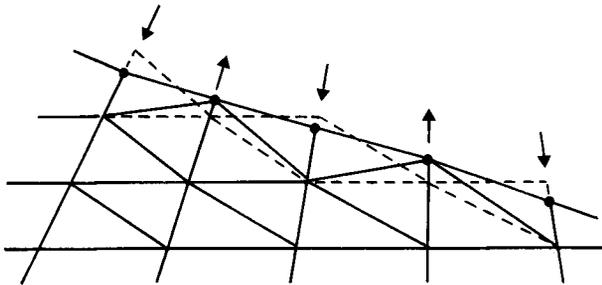


Fig. 13. — Ajustement final.

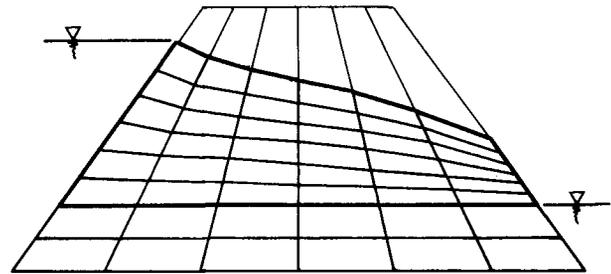


Fig. 15. — Maillage déformé.

une charge inférieure à la cote. La surface libre obtenue n'est pas régulière, surtout si le maillage est grossier (fig. 12). Cette première phase est en général suivie d'une phase d'ajustement consistant à déplacer les nœuds du maillage en les amenant à une cote égale à leur charge (fig. 13). Les points dont la cote est amenée à diminuer peuvent rejoindre leurs voisins immédiatement inférieurs et il faut à ce moment là supprimer les éléments « plats » ainsi générés. Cette technique est utilisée dans le groupe 06 du système ROSALIE pour les recherches de surfaces libres en domaine bidimensionnel ou axisymétrique.

#### Méthode de déformation d'un ensemble d'éléments

Contrairement à ce qui se passe pour la méthode précédente, tous les éléments restent actifs lors du processus itératif. Le principe qui régit le déplacement des nœuds reste le même, mais on déplace non seulement les points de la surface libre, mais aussi un certain nombre de nœuds situés en dessous d'eux, en les répartissant régulièrement sur ce que l'on peut appeler des « droites mobiles ». La limite inférieure de la zone déformable doit être choisie de façon à ne pas perturber les conditions aux limites sur la charge. Les figures 14 et 15 représentent le maillage d'un barrage avant et après déformation. Cette technique est utilisée dans le programme FLOT du système PPR.

#### Traitement des points de ruissellement

Les points de ruissellement éventuels sont situés à l'intersection de la surface libre et des surfaces de ruissellement. Comme ils appartiennent à ces dernières, on leur applique la condition  $h=z$ , ou condition de pression nulle. Comme ils appartiennent aussi à la surface libre  $S_1$ , il est évident que le traitement appliqué aux autres points de  $S_1$  (faire  $z=h$ ) ne les fera pas bouger. Pour éviter ce blocage, on recalcule la

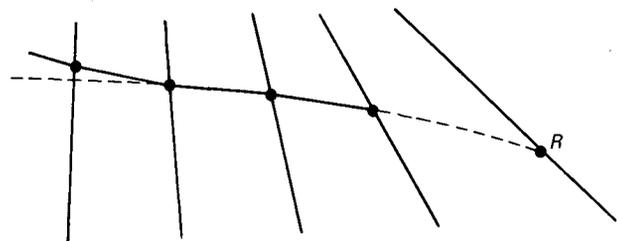


Fig. 16. — Détermination de  $R$  par extrapolation.

position des points de ruissellement après déplacement des autres points, par extrapolation linéaire ou parabolique à partir des deux ou trois derniers points de  $S_1$  (fig. 16).

#### Exemple de calculs avec le programme FLOT

Le programme FLOT du système PPR utilise la technique de déformation d'un ensemble d'éléments. La figure 17 représente le résultat d'un calcul d'écoulement à travers un barrage homogène.

#### Limitations des méthodes précédentes

Dans la mise en œuvre pratique des méthodes décrites ci-dessus, on peut se heurter à deux types de difficultés en milieu non homogène :

- celles qui sont dues à une trop grande hétérogénéité des perméabilités ;
- celles qui sont dues à l'obligation de respecter la géométrie des interfaces.

Un trop grand contraste de perméabilité dans le cas d'un noyau peu perméable (fig. 18) obligera les éléments situés juste en aval du noyau à se déformer beaucoup, car la surface libre subit une chute rapide

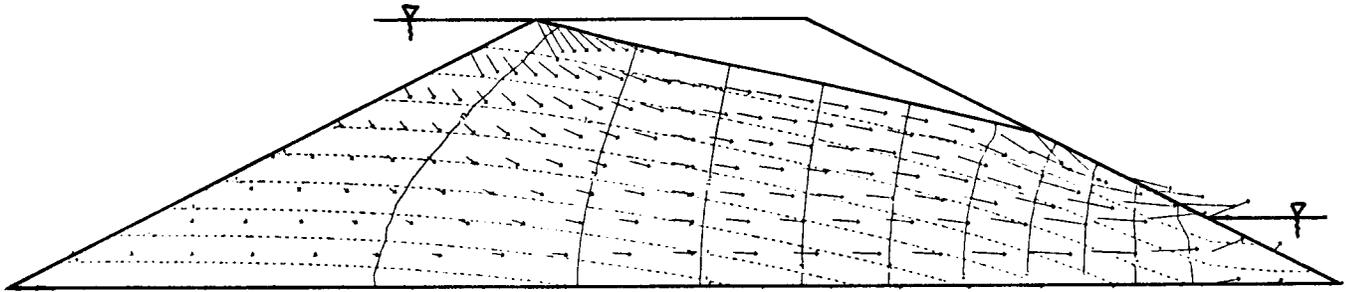


Fig. 17. — Écoulements à travers un barrage homogène (FLOT).

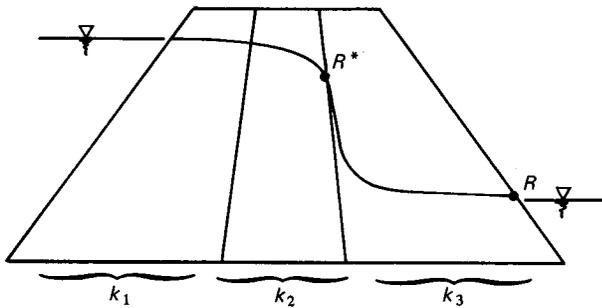


Fig. 18. — Utilisation d'un point de ruissellement fictif.

dans le milieu perméable. Cela a souvent pour conséquence d'entraîner des perturbations dans la partie de la surface libre située dans le noyau. On supprime cet inconvénient en calculant la position du point  $R^*$  comme celle d'un point de ruissellement, par extrapolation à partir des deux ou trois points qui le précèdent. On utilise cette technique dans le groupe 06 de ROSALIE pour des rapports de perméabilité  $\frac{k_3}{k_2}$  supérieurs à 100 environ.

L'autre type de difficulté correspond surtout au cas où la surface libre traverse un interface horizontal ou sub-horizontale. La technique de déplacement des points sur des lignes sub-verticales ne peut s'appliquer aux points  $R_1$  et  $R_2$  (fig. 19), sous peine de déformer la géométrie des interfaces. Une technique possible en cours de test consiste à appliquer la méthode classique aux points autres que  $R_1$  et  $R_2$  et à calculer la position des points  $R_1$  et  $R_2$  par extrapolation à partir des points de la surface qui les précèdent et qui les suivent.

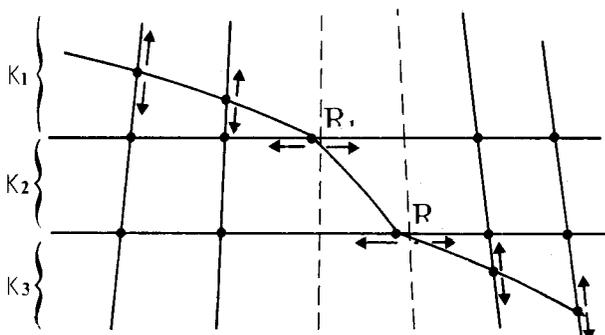


Fig. 19. — Traversée de limites de zones sub horizontales.

### Cas du régime transitoire

Les techniques de déformation de maillage sont d'emploi délicat en régime transitoire, car il faut pouvoir traiter des mouvements importants de la surface libre, tant en descente qu'en remontée. Ces difficultés étant supposées résolues, on peut utiliser des formules de récurrence du type Galerkin (28), où l'on itère sur la géométrie à l'intérieur de chaque pas de temps; de plus, on doit à chaque pas de temps prendre en compte dans le chargement le flux qui a traversé la surface pendant ce pas de temps.

Tout cela conduit à des programmes très complexes, et il est préférable d'utiliser une méthode de maillage fixe et de « rigidité » variable, la zone située au-dessus de la surface libre étant traitée comme une zone non saturée.

### III. 3. Milieu poreux non saturé

#### Bases de la méthode de calcul

On a vu en I que la non-saturation du milieu poreux pouvait être traduite par une non-linéarité du tenseur de perméabilité et du coefficient du terme en  $\frac{\partial h}{\partial t}$  (équation (7)). Un algorithme permettant la prise en compte de ces non-linéarités est décrit en II. La donnée sous forme de fonction de  $\psi = h - z$  de la perméabilité relative  $k_r$  et de la teneur en eau  $\theta$  permet à chaque itération d'actualiser les coefficients du tenseur de perméabilité  $\bar{K}$  et le coefficient d'emmagasinement  $\frac{\partial \theta}{\partial \psi}$ .

#### Traitement des surfaces de suintement

Le long d'une surface de suintement, les conditions aux limites changent de nature au passage du point de ruissellement, l'intersection de la surface de suintement et de l'équipression correspondant à la pression nulle. Au-dessus du point de ruissellement, on a une condition de flux nul, en dessous, une condition de pression nulle se traduisant par  $h = z$ . Lors des itérations permettant l'actualisation des coefficients, les conditions aux limites sur les surfaces de suintement sont modifiées selon la méthode suivante :

#### Première itération

On impose la condition de flux nul sur tous les points de la surface de suintement.

*Passage de l'itération i à l'itération i+1*

- Cas des points à condition de flux nul à l'itération i :
  - si  $h > z$ , on imposera  $h = z$ ;
  - si  $h \leq z$ , on maintiendra la condition de flux nul.
- Cas des points à condition  $h = z$  à l'itération i :
  - si le flux est rentrant, on imposera la condition de flux nul.
  - si le flux est sortant, on maintiendra la condition  $h = z$ .

Pour éviter certaines instabilités, on ne modifiera la condition aux limites que sur un seul point de chaque surface de suintement à chaque itération. Cette technique est employée dans le programme NSAT du système PPR.

**Exemples de calcul en régime permanent**

Le premier exemple (fig. 20) concerne un problème d'infiltration dans un massif à partir d'une alimentation sur une partie de la surface [Vauclin et al., 1979].

Les fonctions retenues pour représenter les variations de  $k_r$  et de  $\theta$  en fonction de  $\psi = h - z$  sont de la forme :

$$k_r = \begin{cases} 1 & \text{si } \psi \geq 0 \\ \frac{\alpha}{\alpha + |\psi|^\beta} & \text{si } \psi < 0 \end{cases}$$

$$\text{et } \theta = \begin{cases} \theta_s & \text{si } \psi \geq 0 \\ \frac{\gamma \theta_s}{\gamma + |\psi|^\delta} & \text{si } \psi < 0 \end{cases}$$

Dans l'exemple traité, on a pris :

$$\begin{cases} \alpha = 3 \cdot 10^6 \\ \beta = 4 \\ \gamma = 4 \cdot 10^4 \\ \delta = 2,9 \\ \theta_s = 0,3 \end{cases}$$

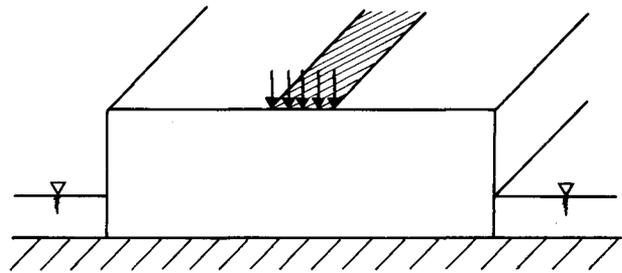


Fig. 20. — Infiltrations dans un massif.

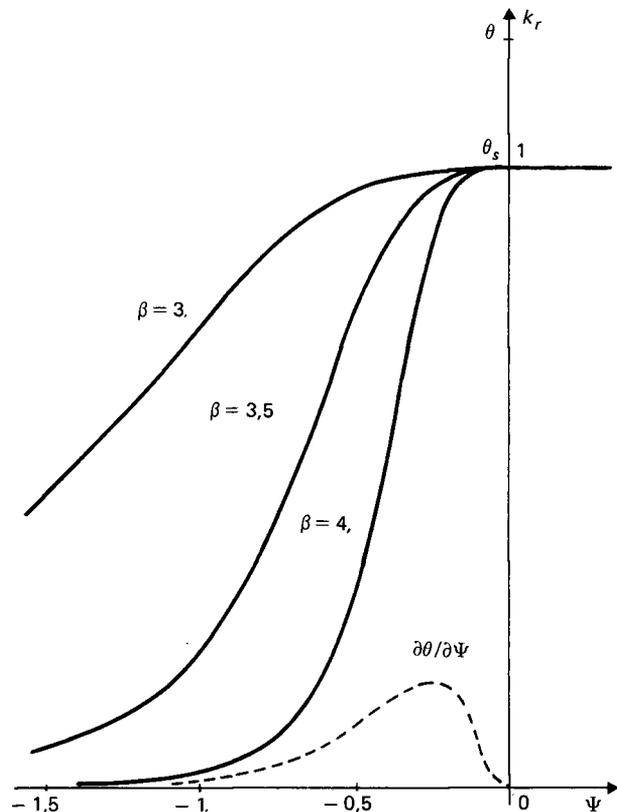
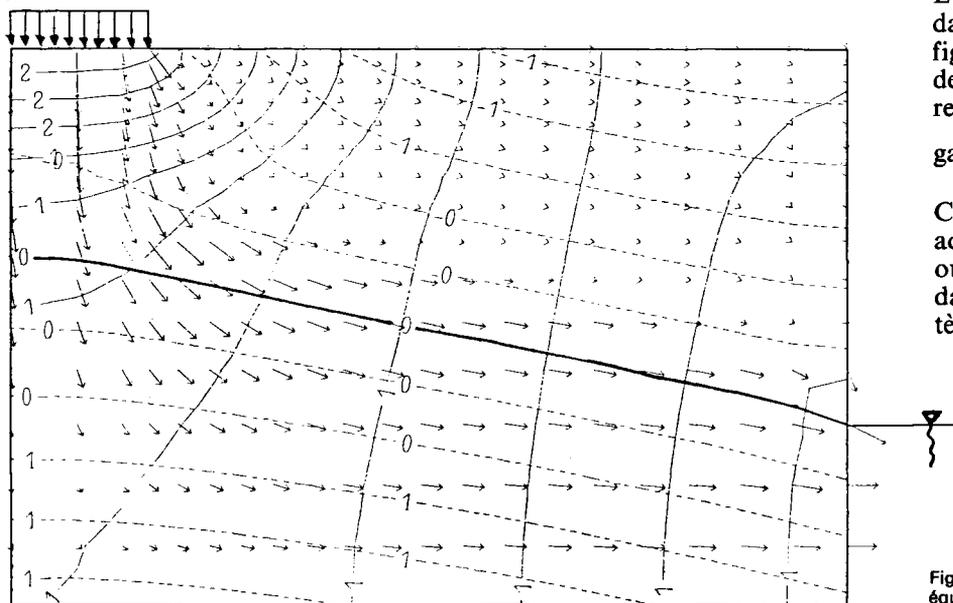


Fig. 21. — Variations de  $k_r$  et de  $\theta$ .



L'allure des courbes correspondantes est donnée sur la figure 21 pour diverses valeurs de  $\beta$ . La courbe en pointillé représente le coefficient d'emmagasinement  $\frac{\partial \theta}{\partial \psi}$ .

Ce type de courbe est bien adapté à des matériaux sableux ou argileux et a été introduit dans le programme NSAT du système PPR.

Fig. 22. — Vecteurs vitesses, équipotentielles et équipressions.

Compte tenu des importantes variations de perméabilité que l'on peut avoir au-dessus de la zone saturée, la finesse du maillage dans cette partie du modèle doit être d'autant plus grande que la perméabilité relative décroît rapidement pour des valeurs négatives de la pression. Avec des éléments de type T3 (triangles à interpolation linéaire, dont l'usage est recommandé dans le programme NSAT), il faut éviter que la perméabilité relative soit divisée par un facteur supérieur à 3 sur la hauteur d'un élément. La figure 22 représente les vecteurs vitesse, les équipotentielles et les équipressions pour un flux entrant de  $4,1 \cdot 10^{-5}$  m/s et une perméabilité saturée de  $9,7 \cdot 10^{-5}$  m/s.

Le deuxième exemple (fig. 23 et 24) reprend l'exemple du barrage homogène déjà traité avec le programme FLOT (fig. 17). Comme il s'agit d'un calcul en régime permanent, seuls les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  interviennent dans les résultats du calcul. Comme pour l'exemple précédent,  $\gamma$ ,  $\delta$  et  $\theta_s$  ne servent qu'à déterminer à titre indicatif la teneur en eau en tout point.

On a pris  $\alpha = 3 \cdot 10^6$  et  $\beta = 4,5$ . Une étude paramétrique a montré que pour des valeurs de  $\beta$  comprises entre 3 et 5, les résultats variaient peu. La comparaison des figures 17 et 23 montrent une très bonne concordance des deux méthodes de calcul.

Le troisième exemple (fig. 25) concerne un barrage avec drain horizontal. Contrairement à ce qui se passerait avec le programme FLOT, le maillage ne nécessite aucune adaptation particulière.

#### Exemple de calcul en régime transitoire

L'exemple représenté sur les figures 26 à 29 représente un calcul de barrage homogène en vidange rapide. Les valeurs des paramètres utilisés sont les suivantes :

$$\text{perméabilité} \begin{cases} k_x = k_y = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} \\ \alpha = 2 \cdot 10^7 \\ \beta = 4 \end{cases}$$

$$\text{teneur en eau} \begin{cases} \theta_s = 0,06 \\ \gamma = 3980 \\ \delta = 1,8 \end{cases}$$

Les charges sont initialisées par un calcul en régime permanent (fig. 27). On ramène ensuite la hauteur d'eau amont de 5 à 1 m en 8 pas de temps de 3 heures. Cette hauteur est maintenue constante jusqu'à  $t = 10$  jours. Les figures 28 et 29 représentent les résultats pour  $t = 30$  heures et  $t = 10$  jours.

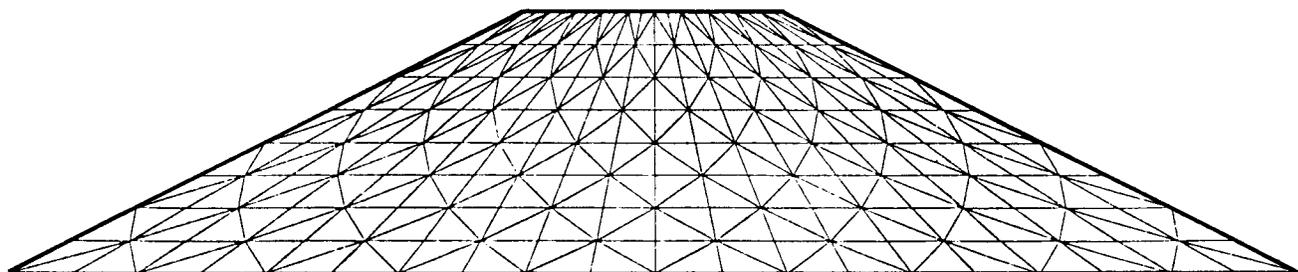


Fig. 23. — Maillage d'un barrage homogène (NSAT).

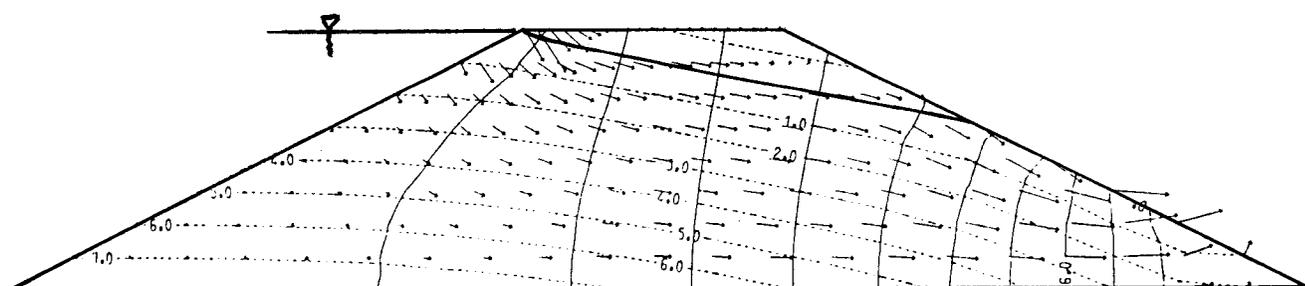


Fig. 24. — Écoulements à travers un barrage homogène (NSAT).

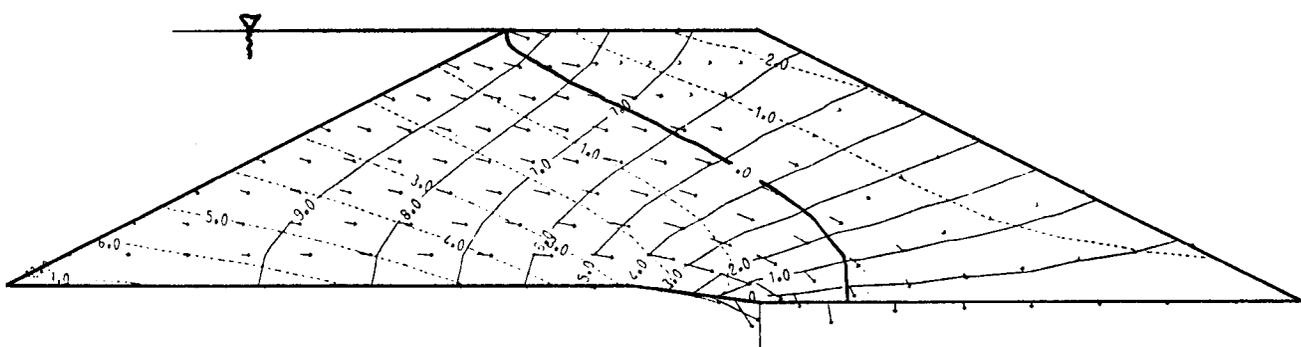


Fig. 25. — Barrage avec drain horizontal (NSAT).

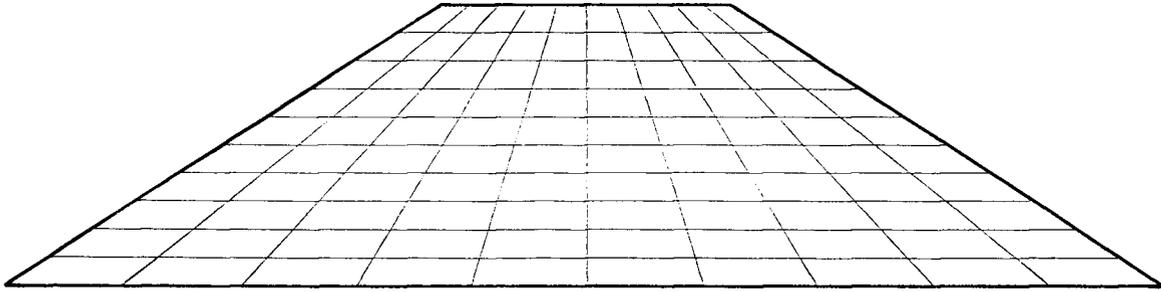


Fig. 26. — Maillage (100 éléments Q 4).

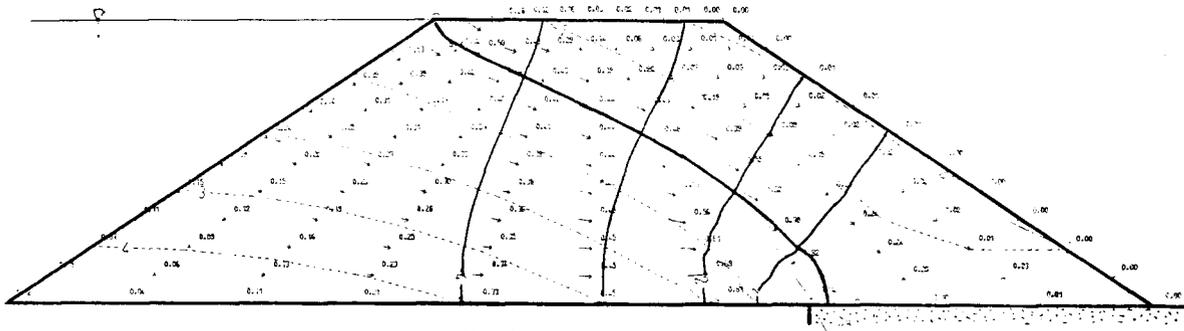


Fig. 27. — Régime permanent.

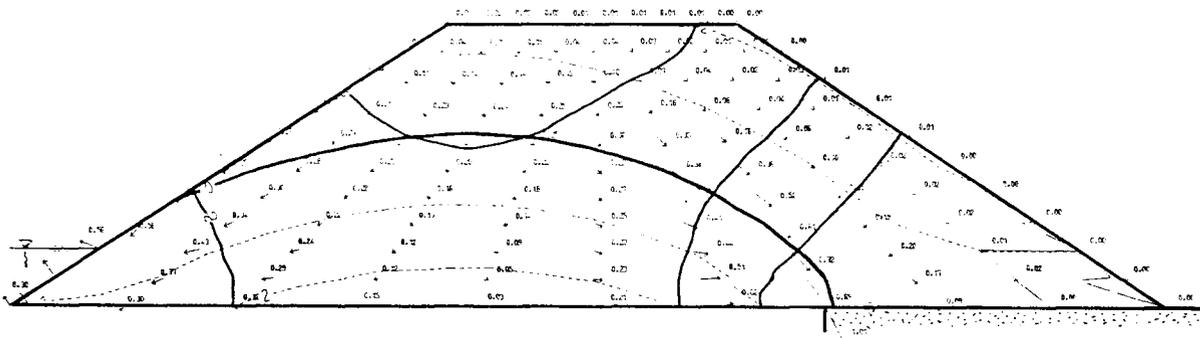


Fig. 28. — Vidange rapide ( $t=30$  h).

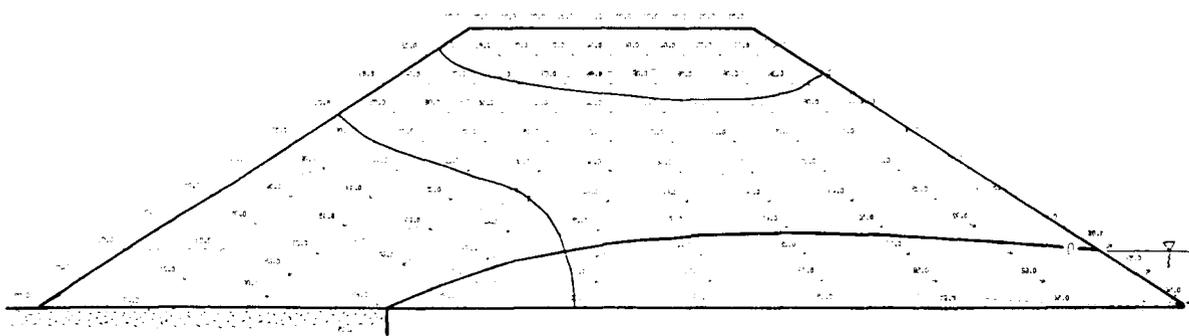


Fig. 29. — Vidange rapide ( $t=10$  j).

### III. 4. Calcul des nappes aquifères

#### Formulation du problème

La détermination des écoulements dans une nappe nécessite théoriquement la résolution d'un problème tridimensionnel. Toutefois, si l'on fait l'hypothèse simplificatrice que la charge hydraulique  $h$  est constante sur une verticale (hypothèse de Dupuit), on est ramené à résoudre en domaine bidimensionnel l'équation :

$$\operatorname{div} (\bar{T} \overrightarrow{\operatorname{grad}} h) = C_s \frac{\partial h}{\partial t} + q \quad (32)$$

où  $\bar{T}$  représente le tenseur de transmissivité. Si  $e(x, y)$  est l'épaisseur de la nappe au point  $M$ , le tenseur de transmissivité est relié au tenseur de perméabilité par la relation simple :

$$\bar{T} = e(x, y) \bar{K}$$

L'épaisseur  $e$  dépendant directement de la charge  $h$ , il s'agit à nouveau, comme pour les écoulements en milieu poreux non saturé, d'un cas particulier de non-linéarité, qui sera traité par la méthode générale décrite en II.

#### Technique de résolution en régime permanent

Pour pouvoir déterminer l'épaisseur de l'aquifère  $e$ , il faut connaître en tout point les cotes du substratum imperméable et du toit de la formation poreuse,  $z_{inf}$  et  $z_{sup}$ .

A chaque itération du processus d'actualisation de la transmissivité, l'épaisseur  $e$  est calculée de la façon suivante selon la valeur de la charge  $h$  :

- si  $h \geq z_{sup}$ ,  $e = z_{sup} - z_{inf}$  (nappe captive),
- si  $z_{inf} < h < z_{sup}$ ,  $e = h - z_{inf}$  (nappe libre),
- si  $h \leq z_{inf}$ ,  $e = 0$  (domaine hors d'eau).

Cet algorithme est programmé dans le groupe 03 du système ROSALIE. La convergence est en général obtenue pour un nombre d'itérations inférieur à 10.

#### Difficultés de mise en œuvre

La première difficulté est d'ordre pratique : il s'agit, une fois le maillage réalisé, de fournir pour chaque nœud du modèle la cote du substratum et l'épaisseur maximum de l'aquifère ( $z_{sup} - z_{inf}$ ).

L'utilisation d'un pré-processeur d'interpolation (programme TERPOL) permet de générer ces deux tableaux à partir de valeurs connues en un nombre réduit de points différents des nœuds du maillage.

La deuxième difficulté est d'ordre théorique : dans la formulation exposée ci-dessus, on suppose connu le tenseur de perméabilité  $\bar{K}$  en tout point du modèle. Autrement dit, on considère le modèle calé au départ, et on l'utilise directement pour déterminer l'influence de diverses perturbations (infiltration, pompage, modification locale de perméabilité pour représenter un ouvrage, etc.).

En fait, les reconnaissances sur le terrain fournissent surtout des hauteurs d'eau et rarement des perméabilités.

La première partie de l'étude numérique consistera donc à caler le modèle, de façon à retrouver au mieux les hauteurs d'eau mesurées avant perturbation. Ceci sera obtenu par un ajustement, souvent délicat, des perméabilités. Il s'agit de résoudre un problème du type « problème inverse », à savoir : quelle est la répartition de perméabilités qui correspond à la piézométrie observée. La solution d'un tel problème n'est pas unique. En effet, on peut multiplier les perméabilités par un même coefficient à l'intérieur d'un tube de courant sans changer la répartition des charges. Dans les méthodes numériques de résolution de ce problème inverse, on rajoute des contraintes d'homogénéité qui permettent de lever cette difficulté.

#### Exemple de calcul

Il s'agit d'étudier l'influence sur une nappe de la construction d'une rocade dont certains tronçons sont construits en tranchée, entre deux parois fichées dans le substratum imperméable. Ces tronçons constituent donc un écran pratiquement étanche. Le maillage utilisé est représenté sur la figure 30. Il comporte des

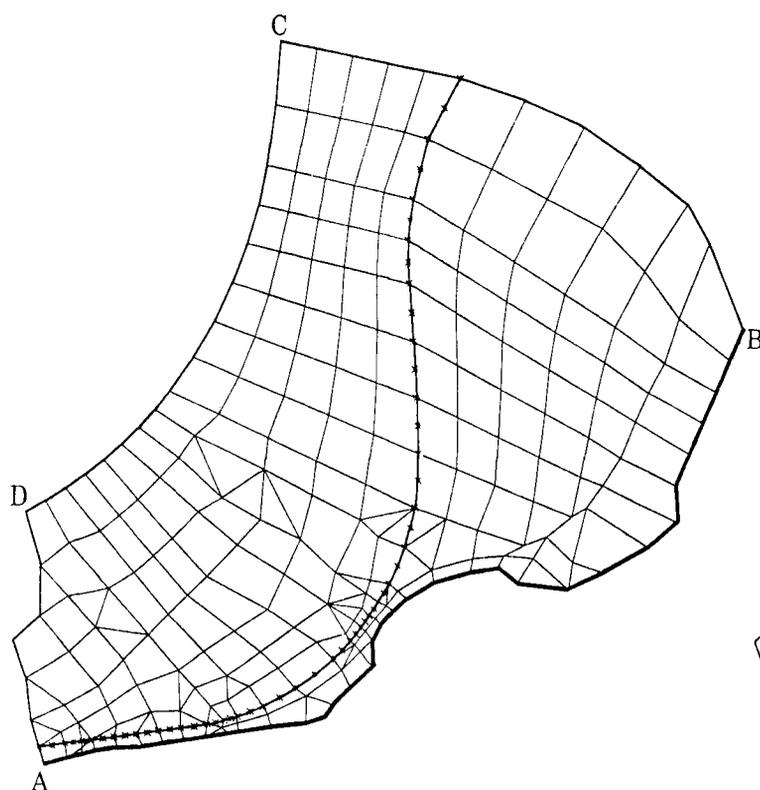


Fig. 30. — Impact hydrogéologique d'une rocade (maillage).

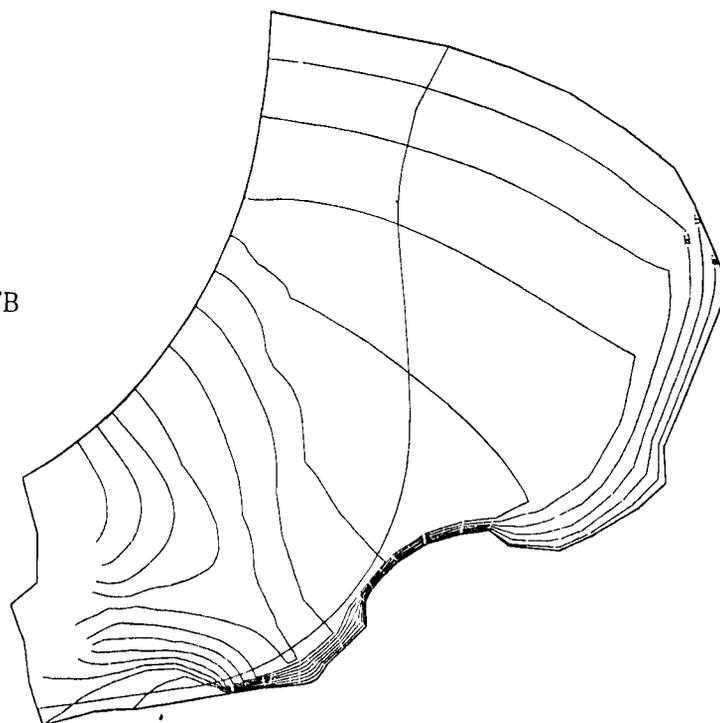


Fig. 31. — Calage du modèle.

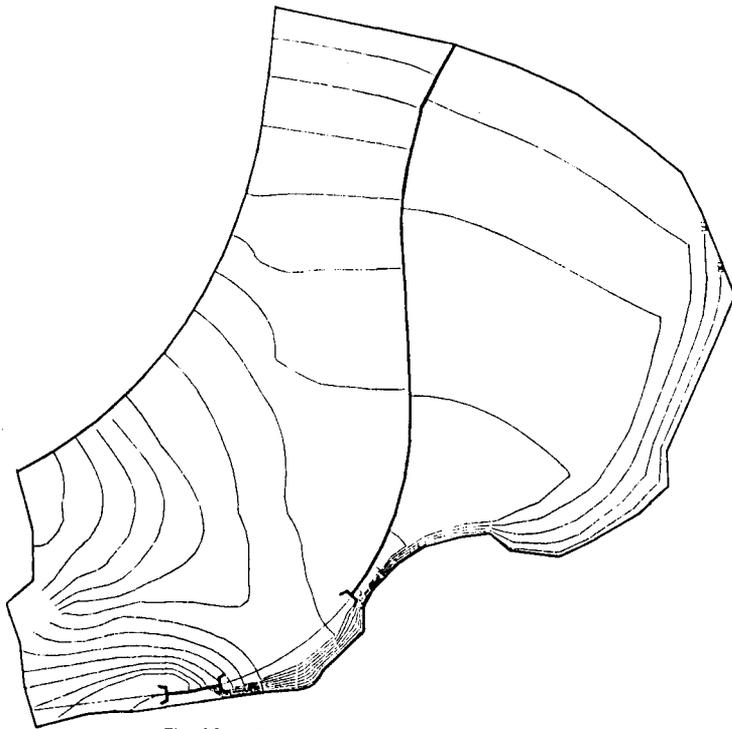


Fig. 32. — Impact de l'ouvrage.

éléments quadratiques à 6 et 8 nœuds et des éléments de continuité (\*) sur le tracé de l'ouvrage. Pour simuler la coupure correspondant à la partie étanche du tracé, il suffit de rendre ces éléments de continuité inactifs.

Les conditions aux limites sont du type charge imposée sur AB (rivière) et BC (équipotentielle) et du type flux nul sur CD et DA. La rivière est bordée sur une grande partie de sa longueur par une bande mince très peu perméable. L'alimentation est assurée par une infiltration sur toute la surface. La figure 31 représente les équipotentielles du modèle calé. La zone située à l'extrême gauche est hors d'eau. La figure 32 représente l'effet de la construction de l'ouvrage, rendu étanche sur les parties en trait fort.

## CONCLUSION

Après avoir présenté un algorithme général pour la résolution de l'équation de Poisson non linéaire en régime transitoire, on a étudié quelques modifications qui permettent de traiter les cas particuliers que représentent les écoulements en milieu poreux saturé avec surface libre, les écoulements en milieu poreux non saturé et les calculs de nappes aquifères. Les techniques numériques utilisées sont celles qui ont été programmées dans les « groupes » 03 et 04 de ROSALIE et dans les programmes FLOT et NSAT du système PPR. Les divers exemples de calculs présentés montrent l'étendue des champs d'application de ces programmes, en particulier pour les problèmes d'écoulements dans les digues ou les barrages.

## — RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES —

- GUELLEC P., *ROSALIE, Système de calcul des massifs et des structures. Notice de présentation et d'utilisation*, Rapp. LCPC, 1976.
- ISAACS L. T., Adjustment of Phreatic Line in Seepage Analysis by Finite Element Method, *Research Report N° CE2*, Université de Queensland, 1979.
- NEWMAN S. P., *Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements*, J. Hydraulics Div., ASCE, 1973.
- VAUCLIN M., KHANJI D., VACHAUD G., Experimental and Numerical Study of a Transient, Two-Dimensional, Unsaturated-Saturated Water Table Recharge Problem, *Water Resources Research*, vol. 15, 5, 1979.
- WANG S. Y. et al., *Finite Elements in Water Resources*, C. R. 3<sup>e</sup> Conf. Inter. sur l'utilisation des éléments finis en hydrogéologie, Université du Mississippi, 1980.
- ZIENKIEWICZ O. C., *The Finite Element Method in Engineering Science*, Mc Graw-Hill, Londres, 1971.

## ABSTRACTS

### The automatic design calculation of earth dams and dykes

J.L. BANGRATZ - H. JOSSEAUME - B. LEBRUN

The purpose of the DIGUE conversational programme is to facilitate the application of the NSAT hydraulic design calculation programme and the PETAL programme for calculating slope stabilization (modified under the name STADIG) in several configurations of heterogeneous dykes built on two-layer soil systems.

The dyke is in four parts (upstream slope, centre, downstream slope, downstream drainage), and there are several variants of each part. Fitting these variants together makes it possible to represent quite a large number of different configurations which may have upstream and downstream berms, a core with or without vertical chimney drains, a downstream drainage blanket, a toe fill, an upstream or central cut-off wall, and downstream relief wells.

Modifications to the PETAL programme relate to the definition of the potential slipping circles and the improvement of performance characteristics in seeking values of the pore pressure along the potential slipping circles.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 130, mars-avr. 1984, p. 5-14.*

### Examples of specific problems relating to low dykes

C. MIEUSSENS

The author relates some examples of specific problems encountered during the design or the follow-up after putting into service of five dykes located in the area covered by the Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées in Toulouse.

1. The case of a dyke built on excessively permeable soil. The dyke and underlying soil waterproofing was realized by means of a grout curtain which proved inadequate in view of the low admissible leakage flow.
2. A low dam holding back a very considerable quantity of water, whose downstream face was shown by appropriate instrumentation to be tending towards certain failure.
3. Investigative methods employed to study the permeability of the soil underlying a dam, which was a priori geologically very unfavourable because of the hazardous presence of permeable horizons. For the body of the dyke, the influence of lime treatment on the permeability of the compacted material was measured.
4. The design of flood control dam so that it could best ensure maximum storage. The problems of internal erosion and by-passing are more particularly examined.
5. The special case of an expanse of water located near a river, necessitating a study of the stability of the sealing curtain should the dyke function in reverse (pond empty, river in flood). This same example also includes a description of a simulation of plane flow by electrical analogy.

In conclusion, in giving an account of sometimes simplistic methods of study, the author raises the problem of adequation between the level of studies and the economy of the project.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 130, mars-avr. 1984, p. 15-24.*

### Observations on the Maurepas-Courance dyke

A. DELFAUT - J. JARDIN - R. BALDIT

The Maurepas-Courance storage basin is part of the development programme of the new town of Saint-Quentin-en-Yvelines. It is a storm water reservoir serving as a buffer basin for the rainwater of the plateau, whose urbanisation has increased the peak flow of flood water at the bottom of the valley.

The task assigned to the LROP was more particularly to keep track of the behaviour of the body of the dyke during its construction, and subsequently after it had been put into service. For this purpose it was necessary to fit two transverse profiles of the dyke with pore pressure cells, settlement recorders and piezometric tubes. Optical measurements were made on concreted reference points so as to assess movements of the body of the dyke.

The authors report the principal results obtained during the construction of the dyke, during pondage, and during the operation of the basin. To attempt to understand the real hydraulic functioning of the structure, it appeared worth-while to compare the observations with the initial theoretical analyses carried out in the context of research on the anisotropy of the silts used in the body of the dyke. Clear conclusions were not reached, and it is difficult to take account of the complexity of real phenomena in theoretical studies, the more so in the planning stage.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 131, mai-juin 1984, p. 5-22.*

### Interpretation of measurements of pore pressure in the Maurepas-Courance dyke. Anisotropy of permeability of the structure

H. JOSSEAUME - C. MAHDAVI - J. JARDIN

The authors give an account of the study of the hydraulic behaviour in service of a homogeneous impounding dam 15 metres high, constructed in compacted clay of low plasticity. This study, whose main purpose was to characterize the anisotropy of permeability of the structure, was based on:

- Measurements of pore pressure in the structure, using piezometric instruments set in place during its construction, and additional piezometric instruments specially installed.
- Measurements of permeability in situ, made in the dyke and its foundation.
- Theoretical studies of the permanent flow through the structure, using the method of finite elements and allowing for various conditions of anisotropy of permeability.

Analysis of the experimental results and comparison of the theoretical and experimental values of pore pressure reveal an almost isotropic behaviour of the dyke in respect of permeability.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 131, mai-juin 1984, p. 23-28.*

### Observations on the Roussières dyke

J. JARDIN - R. BALDIT - A. DELFAUT

Located on the territory of the new town of Saint-Quentin-en-Yvelines (in the Yvelines département) the Sourrières dyke is a dam of medium height (about 15 metres) holding back a 400,000 m<sup>3</sup> rainwater reservoir. It is a homogeneous silt dyke with a drainage system (drain shaft and drainage blanket). Though of relatively modest dimensions, the structure, which concerns public safety, was equipped with important inspection facilities. Observations of its hydraulic and mechanical behaviour were made during filling of the reservoir to the highest level on completion of its construction, and for two years at the permanent level after the dyke had been put into service. In particular, after additional piezometers had been installed a study was made, at the permanent level, of the hydraulic anisotropy of the silt constituting the body of the dyke. After reviewing the studies carried out at the planning stage, the authors report the results of these observations. The almost isotropic behaviour ( $k_h/k_v \approx 1$ ) of the silt is the most important result of these observations. The authors believe that this fact is mainly linked with the way the material was applied.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 131, mai-juin 1984, p. 29-44.*

### The construction and behaviour of an earth dyke at high altitude

M. LAGRANGE - J. PERRIN - J. JOSSEAUME

The provision of a storage reservoir to improve the water supply of a winter sports resort necessitated the construction of a low dyke (9.50 m) at high altitude.

After presenting the principal geotechnic characteristics of the site, which led to the construction of a homogeneous dyke, and a description of the dyke itself, the authors give an account of the problems which arose during and after the work; problems connected with the laying of a geotextile between the body of the dyke and the protective enrockment, and considerable leakages when the reservoir was filled, necessitating the injection of the rock foundation.

The article also reports measurements of pore pressures in the dyke, and their interpretation.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 132, juil.-août 1984, p. 13.*

### Application of the method of finite elements to flow in a porous medium

P. HUMBERT

After a reminder of the basic equations governing flow in a porous medium, a technique of solution, using the method of finite elements, of Poisson's non-linear equation under transitory conditions is presented. The adaptations to be made to this general algorithm in order to solve certain special problems are explained and illustrated by examples in the case of flow in unsaturated porous media and in the case of water-table calculations.

*Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 132, juil.-août 1984, p. 21.*