

16

JUN 11 1986

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITÉS FRANÇAIS DE
MÉCANIQUE DES SOLS
MÉCANIQUE DES ROCHES
GÉOLOGIE DE L'INGÉNIEUR

N°35

117 F

2^e TRIMESTRE 1986

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : B. Hirsch

Comité de Direction : L. Parez – M. Panet – M. Rat – B. Mandagaran

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction :

E. Absi – F. Bonnechère – C. Bordet – P. Duffaut – J. Goguel – J. Kérisel –
P. La Rochelle – G. L'Hériteau – J. Salençon – F. Schlosser

Secrétaire : Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 – 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1986 (numéros 34 à 37) franco : 415 F

Prix au numéro franco : 117 F
(valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris

Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs.
Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.

© 1986

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 35
2^e TRIMESTRE 1986

sommaire

barrage du Verney : analyse de la fondation, prévision du comportement de la mise en eau, comparaison avec les mesures J. Bertrand - E. Frossard	5
comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage M. Boulon - C. Plytas - P. Foray	31
le phicomètre. Essai de cisaillement direct in situ G. Philipponnat	49
exécution d'une fouille profonde en rocher pour l'usine hydro-électrique de Sault-Brenaz G. Lombard - J.C. Rosolen - P. Briglia - F. Vandame	67
discussion	79
informations	82
index des articles parus	83
consignes de rédaction des articles	86

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Participez à la diffusion des études et travaux de la géotechnique contemporaine publiés dans notre revue en présentant vos activités et vos produits.

Première revue éditée en langue française distribuée dans plus de 50 pays

ORDRE D'INSERTION

Établissement

Adresse

représenté par M

agissant en qualité de

donne son accord pour paraître dans la Revue Française de Géotechnique du trimestre 198. . .

sur une surface de

A, le au prix H.T. de

+ T.V.A. (18,60 %)

Signature et cachet :

TARIF DE PUBLICITÉ

(valable jusqu'au 31 décembre 1986)

NOIR ET BLANC	FORMAT	1 INSERTION	4 INSERTIONS
La page	175 L × 260 H	5220 F	18800 F
La 1/2 page (hauteur)	87,5 L × 260 H	3110 F	11200 F
La 1/2 page (largeur)	175 L × 130 H	3110 F	11200 F
Le 1/4 de page	87,5 L × 65 H	2180 F	7840 F
3 ^e de couverture	210 L × 295 H	7500 F	27000 F
4 ^e de couverture	210 L × 295 H	10750 F	38600 F

Frais technique et T.V.A. (18,60 %) en sus.

Les annonceurs devront faire parvenir un typon au format choisi au secrétariat de la Revue.

Règlement à adresser à : Revue Française de Géotechnique, établi à l'ordre de : Anciens ENPC, Formation permanente, 28. rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.

barrage du Verney

Analyse de la fondation Prévision du comportement à la mise en eau Comparaison avec les mesures

Verney dam

Foundation analysis Prediction of impounding performance Comparison with field measurements

J. BERTRAND, ingénieur spécialiste, E. FROSSARD, ingénieur principal
Coyne et Bellier*

Résumé

Le barrage de Verney est un remblai d'alluvions de 42 m de hauteur, construit sur une fondation alluvio-morainique perméable, épaisse de 80 m. Il est étanché par un masque amont en béton bitumineux, prolongé en fondation par une paroi moulée en béton plastique profonde de 46 m.

Mise en place dès le début des travaux, une instrumentation dense a conduit à réviser et préciser l'image des caractéristiques et de la structure de la fondation, durant la construction. Cette fondation est apparue plus déformable et hétérogène que prévu.

Un modèle mathématique complet des ouvrages a été alors réalisé pour prévoir et contrôler le comportement à la mise en eau. Lors du remplissage, une concordance remarquable a été trouvée entre les mesures en place et les prévisions du calcul.

Abstract

Verney dam is a 42 m high embankment dam, built on a 80 m thick pervious glacio-fluvial deposit. The dam is sealed by an upstream asphaltic facing, linked to a plastic-concrete diaphragm wall, in the foundation, down to 46 m depth.

Placed at the beginning of works, a dense instrumentation net led to some revision of foundation structure and characteristics, during dam construction. This foundation appeared more heterogeneous and softer than expected.

A complete mathematical model of the structure was then implemented, to predict and control dam behaviour at impounding. After reservoir filling, a remarkable accordance has been found between field measurements and model prediction.

* 5, rue d'Héliopolis, 75017 Paris.



Fig. 1. — Le barrage de Verney en eau.

1. PRÉSENTATION

Située dans la vallée de l'Eau d'Olle, entre les massifs cristallins de Belledonne et des Grandes Rousses, la retenue du Verney (fig. 1) constitue le bassin inférieur de la station de transfert d'énergie par pompage de Grand Maison, réalisée par Électricité de France. (COSTE, POST, TARDIEU - 1982).

La retenue s'étend sur la plaine du Verney, une vallée creusée par les glaciers quaternaires dans les schistes cristallins du Lias, et dont le fond est rempli de dépôts fluvioglaciaires de forte épaisseur, atteignant 80 m à l'emplacement du barrage.

Les caractères essentiels du projet étaient :

— en premier lieu, une fondation profonde et perméable.

Les reconnaissances dans cette masse peu différenciée avaient conduit, non sans peine, à une première image de sa structure et de ses caractéristiques (fig. 2. — Coupe transversale) :

- en partie supérieure, des alluvions constituées de sables, graviers et galets mêlés de quelques lentilles d'argile ou de silt, dont la perméabilité comprise en moyenne entre 10^{-4} et 10^{-3} m/s, atteint localement 10^{-5} à 10^{-2} ;

- en partie inférieure, des moraines à blocs mêlés d'argile grise peu perméables.

A partir d'essais à la plaque dans des puits Benoto et d'essais de laboratoire, les caractéristiques mécaniques avaient été estimées en moyenne aux valeurs suivantes :

$$\begin{array}{ll} \varnothing' \leq 35^\circ & E = 150 \text{ MPa} \\ C' = 0 & \nu = 0,3 \end{array}$$

— en second lieu, une organisation des ouvrages définie à partir des données précédentes (fig. 3. — Coupe type).

Le barrage est un remblai d'alluvions de 42 m de hauteur à étanchéité amont, réalisée par un masque souple en béton bitumineux, prolongé en fondation par

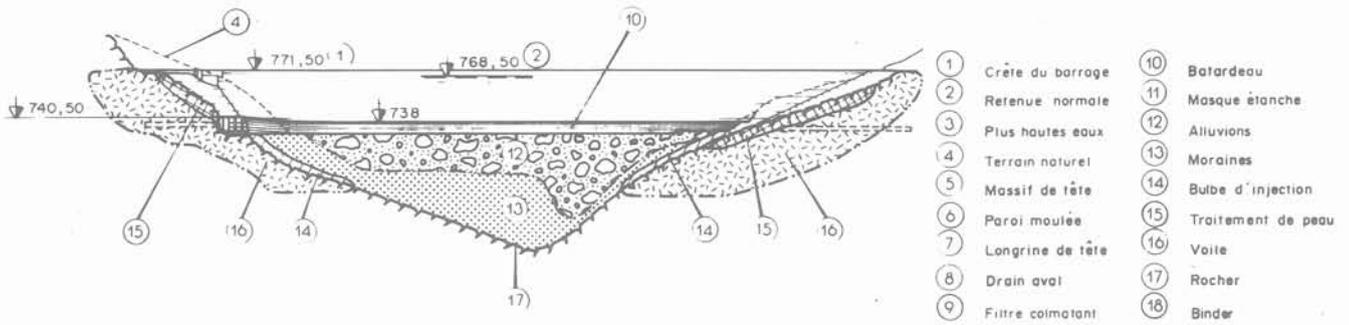


Fig. 2. — Coupe en travers de la vallée.

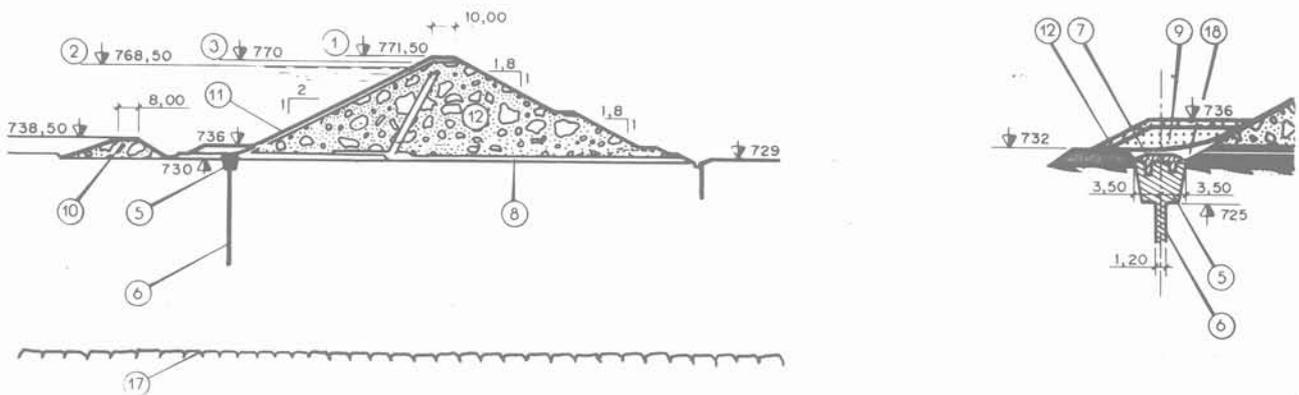


Fig. 3. — Coupe type du barrage.

une paroi moulée en béton plastique de 46 m de profondeur (TARDIEU, 1981, 1984).

Sous la coupure étanche dans la fondation, un passage libre maintient l'alimentation de la nappe à l'aval.

Au pied amont du barrage, dans la zone de concentration des efforts de cisaillement exercés par l'ouvrage sur sa fondation, la partie supérieure de la paroi moulée constituait un point sensible, clairement identifié. Le masque étanche mince, fixé en son pied à la paroi moulée encastrée dans la fondation, et appuyé sur toute sa hauteur sur le remblai susceptible — à la mise en eau — de se déformer vers l'aval, constituait un second point sensible, quoique à moindre titre que le premier.

Le souci de s'assurer du bon fonctionnement des ouvrages, notamment par le suivi des déformations dans les zones sensibles, avait conduit à adjoindre au projet la mise en place d'une instrumentation dense (Groupe de travail du C.F.G.B., 1985).

Cette instrumentation comprend :

— un ensemble de dix piézomètres et douze cellules piézométriques en forage permettant le suivi de la

nappe sous le barrage et à son voisinage, jusqu'à 60 m de profondeur dans la fondation (fig. 4 et 5) ;

— un clinomètre et deux extensomètres à 10 points de mesures installés dans des forages verticaux traversant la fondation jusqu'au bedrock, 80 m sous le barrage (fig. 5).

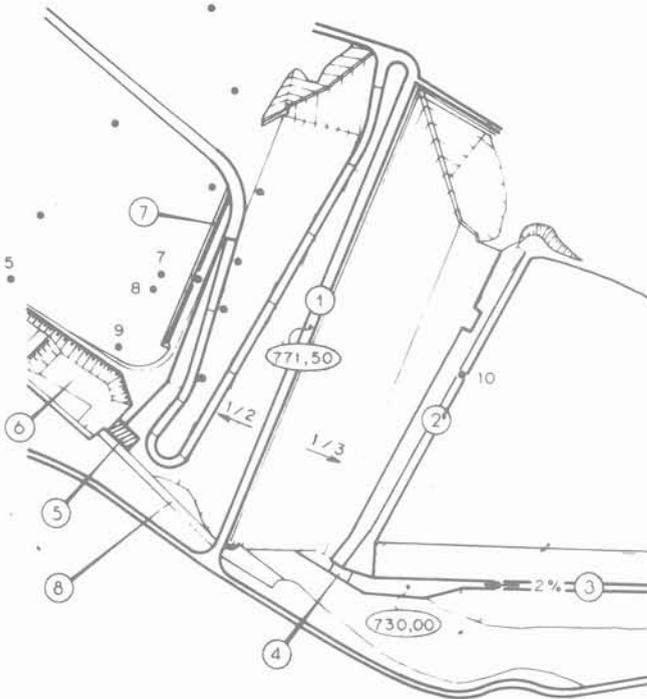
Le clinomètre et un extensomètre sont situés à 11,5 m à l'aval de la paroi moulée, le deuxième extensomètre étant dans l'axe du barrage. Aucun appareil n'a été placé dans la paroi moulée pour éviter de perturber son comportement.

Cette instrumentation, mise en place dès le début des travaux, présentait en outre les avantages suivants, durant la construction même du barrage :

— apporter des précisions sur les caractéristiques hydrogéologiques et mécaniques de la fondation ;

— guider l'adaptation éventuelle de certaines dispositions constructives ;

— permettre l'évaluation voire la prévision du comportement à la mise en eau.



- | | |
|-------------------------------|-------------------------|
| ① Crête du barrage | ⑤ Usine d'Oz |
| ② Batardeau | ⑥ Fosse de dissipation |
| ③ Canal Eau d'Olle | ⑦ Canal d'exhaure |
| ④ Prise d'eau vidange de fond | ⑧ Evacuateur de surface |
- P5
● Piézomètre

Fig. 4. — Implantation des piézomètres.

L'auscultation de la fondation a été complétée par le dispositif d'auscultation du barrage, installé au fur et à mesure de la construction, et qui consiste en un réseau de mires topographiques et d'un furet horizontal mis en place dans la partie inférieure du corps du barrage.

Durant la construction, l'analyse des informations nouvelles ainsi collectées a conduit à préciser et réviser l'image de la structure de la fondation et des caractéristiques hydrogéologiques et mécaniques. Pour l'essentiel, la fondation est apparue plus déformable et hétérogène que prévu.

Afin de s'assurer que cette déformabilité n'aurait pas de conséquence sur la tenue des organes d'étanchéité, il a été décidé de réaliser une étude complète pour prévoir le comportement à la mise en eau.

Un modèle mathématique, construit sur cette nouvelle image de la fondation, incorporant une loi de comportement mécanique non linéaire, a été alors calé sur les mesures réalisées durant la construction. Les prévisions faites au début de l'année 1984 à l'aide de ce modèle ont permis de conclure que le comportement des ouvrages resterait tout à fait acceptable lors de la mise en eau.

Les prédictions du calcul ont été confirmées par les mesures en place, avec une étonnante précision, à la mise en eau du barrage, achevée en janvier 1985.

L'exposé qui suit relate les éléments essentiels qui ont conduit à cette prévision :

— une première partie détaille l'élaboration de la nouvelle image de la fondation à partir des interprétations hydrogéologiques et mécaniques issues des mesures en place durant la construction ;

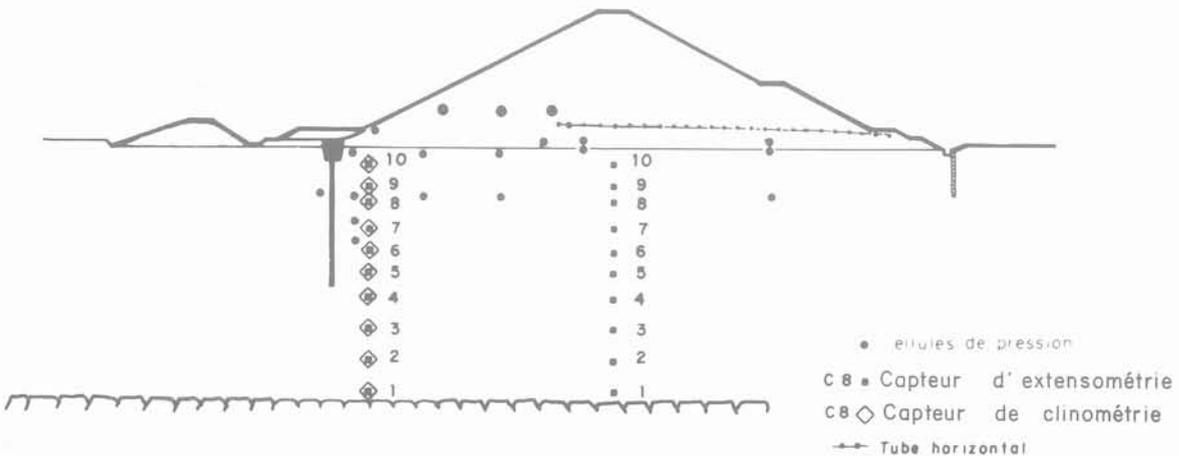


Fig. 5. — Dispositifs de mesure des pressions et des déformations.

— une deuxième partie expose la modélisation mathématique réalisée. Cette partie donne un aperçu sur la loi de comportement non linéaire, mise au point pour la circonstance, et présente les étapes de calage des paramètres et de calcul du comportement jusqu'à la mise en eau, ainsi que leur comparaison avec les mesures.

2. L'IMAGE DE LA FONDATION TIRÉE DES MESURES EN PLACE

2.1. L'analyse hydrogéologique

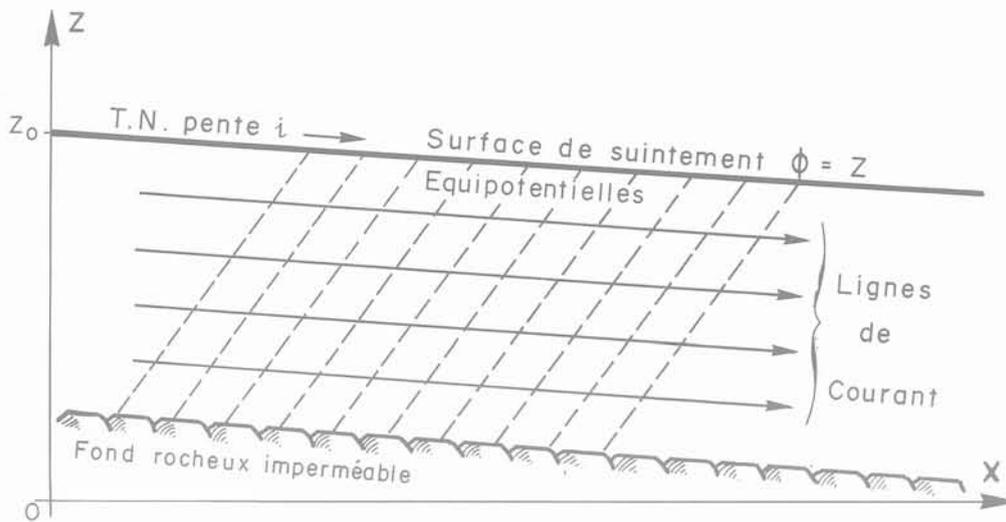
L'objectif premier de cette analyse était de préciser les conditions de l'écoulement sous le barrage lors de sa mise en eau.

Afin d'exploiter au mieux les données disponibles, l'étude a été réalisée en trois étapes :

— élaboration d'une image hydrogéologique au moyen des données sur l'écoulement naturel avant travaux ;

— contrôle de cette image au moyen des mesures réalisées durant les travaux. La fermeture de la paroi moulée donnant naissance à un écoulement transitoire fortement modifié par rapport à l'écoulement naturel stationnaire, la situation était particulièrement favorable à un tel contrôle ;

— exploitation du modèle hydrogéologique, ainsi construit et contrôlé, en vue de la prévision du comportement à la mise en eau.



— Potentiel avec gradient vertical i_v :

$$\phi = i_v \cdot Z - i \cdot (1 - i_v) \cdot X + Z_0 \cdot (1 - i_v)$$

— Equilibre avec la pente : conditions sur les vitesses de filtration

$$\frac{V_v}{V_h} = -i$$

— Perméabilités principales : horizontales K_H et verticale K_V

$$\frac{K_H}{K_V} = \frac{i_v}{i^2} \cdot \frac{1}{(1 - i_v)}$$

Fig. 6. — Aquifère anisotrope avec écoulement uniforme, en équilibre avec la pente.

2.1.1. L'image fournie par les données avant travaux

— Les données avant travaux indiquent une forte perméabilité. Des études antérieures avaient confirmé, par un bilan de l'aquifère, la valeur moyenne proche de 2×10^{-3} m/s obtenue par de nombreux essais Lefranc en sondage.

La nappe, affleurante, présente un gradient vertical régulier et dirigé vers le haut, qui ne peut guère s'expliquer par les alimentations connues. Globalement, la nappe semble en équilibre avec la rivière.

Une telle disposition peut être décrite simplement par un écoulement anisotrope uniforme, en équilibre avec la pente (fig. 6).

La pente de ces dépôts fluvioglaciaires étant faible, on peut admettre que les directions principales de perméabilité sont l'horizontale et la verticale.

Dans ces hypothèses, l'analyse des perturbations piézométriques apportées par un ruisseau à l'aval immédiat du barrage fournit un encadrement de l'anisotropie :

$$60 \leq \frac{k_H}{k_V} \leq 200$$

— L'analyse des mesures de perméabilité indique une structure particulière (fig. 7) ;

- une couche superficielle plutôt perméable,
- un interface, localisée entre 15 et 20 m de profondeur par les mesures de perméabilité dans l'axe de la future paroi, et détecté à 17 m par des mesures piézométriques dans l'axe du barrage, 100 m à l'aval de la paroi,
- sous l'interface, un entrecroisement de zones perméables et de zones moins perméables, d'une géométrie difficile à préciser.

— Au moyen d'un modèle d'écoulement utilisant les éléments finis, il apparaît alors que les écoulements naturels peuvent être fidèlement représentés (fig. 8) par un aquifère à perméabilité horizontale uniforme ($2,5 \times 10^{-3}$ m/s), comprenant deux couches à fort contraste d'anisotropie (10 et 150) et dont l'interface se situe à 17 m de profondeur ;

— La géométrie de l'aquifère et de la fenêtre sous paroi (fig. 7) introduit des effets transversaux dans l'écoulement lorsque la paroi est terminée. De ce fait, le modèle plan vertical mis au point précédemment ne

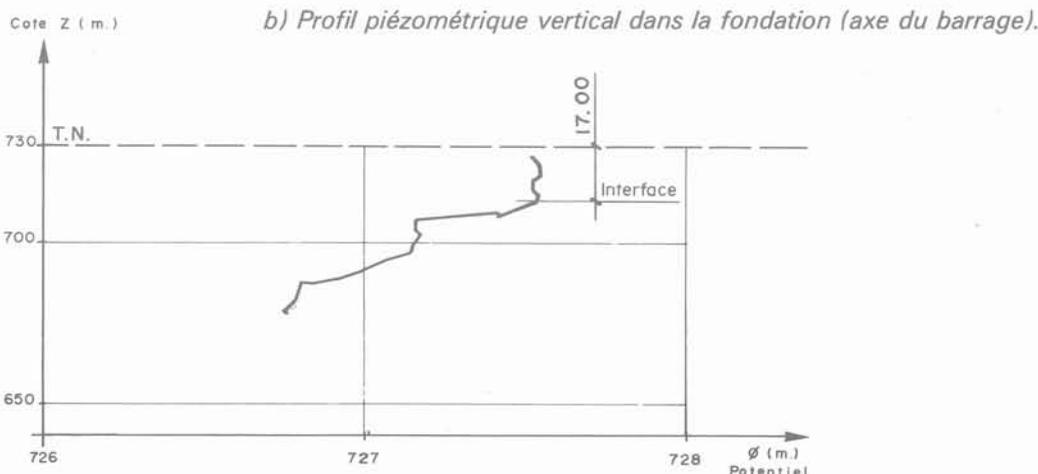
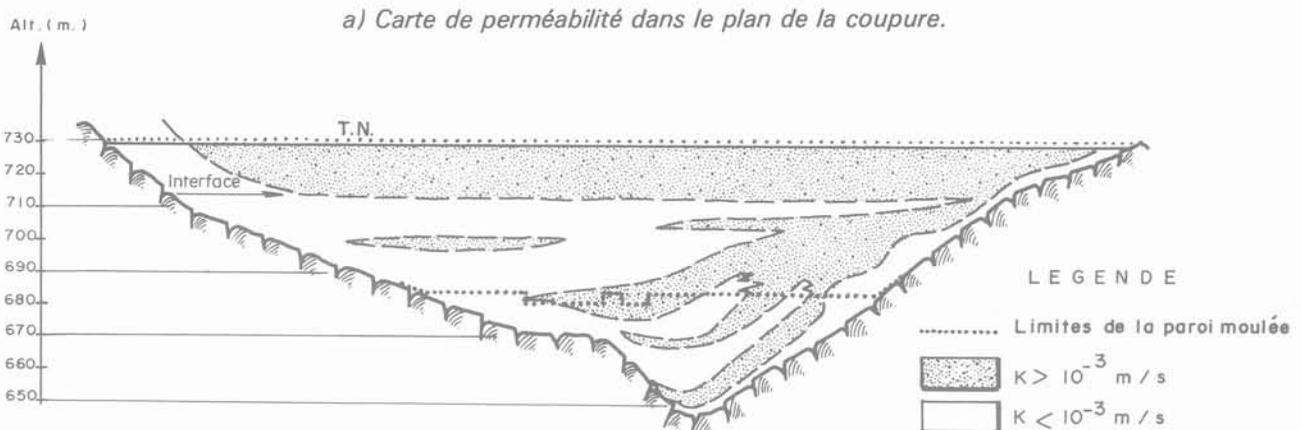


Fig. 7. — Interprétation hydrogéologique.

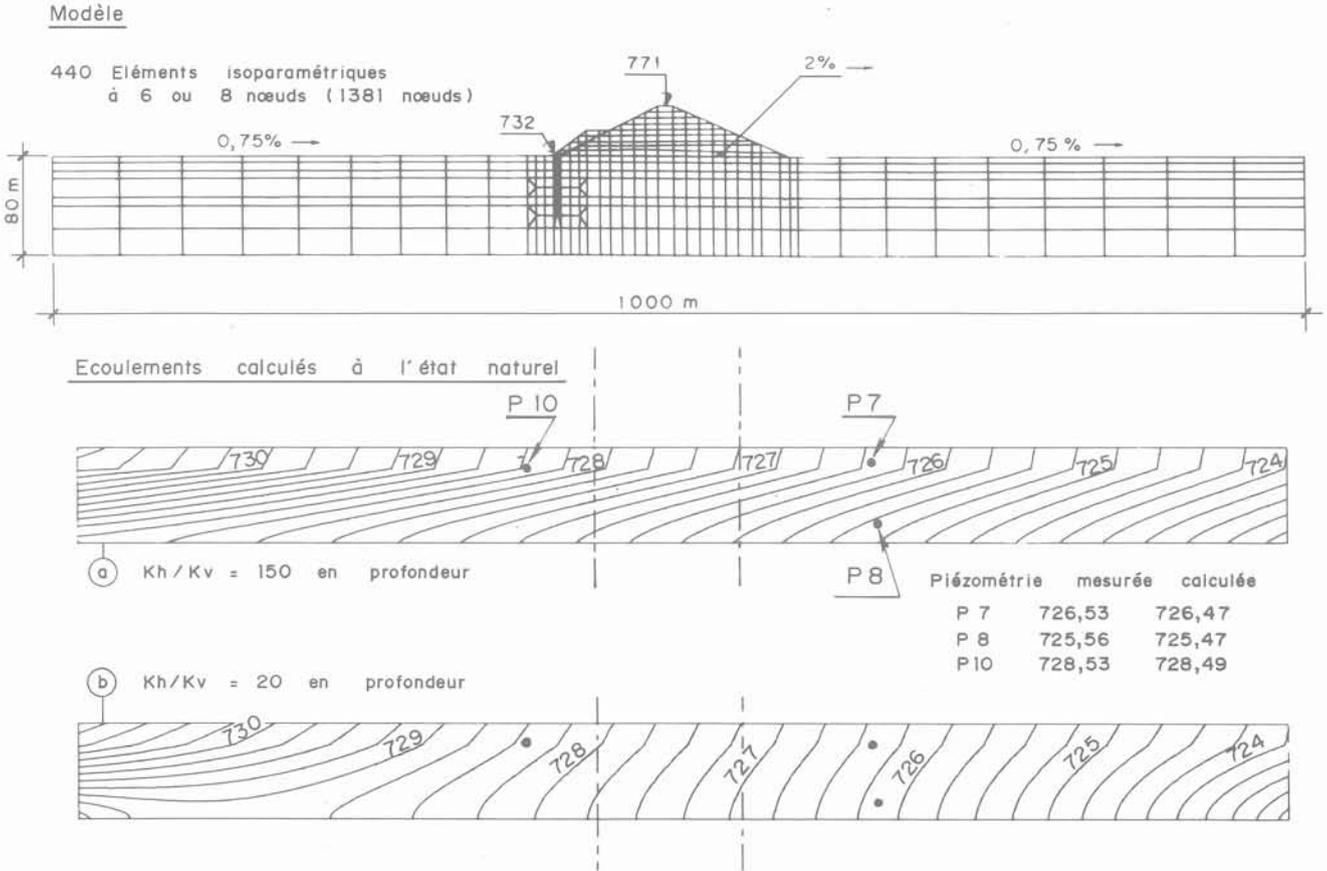


Fig. 8. — Modélisation des écoulements sous le barrage.

permet pas de calculer directement le débit avec la coupure incomplète.

Deux méthodes permettent d'évaluer le débit transitant dans l'aquifère, à partir de modèles plans verticaux, l'une par excès, l'autre par défaut (fig. 9).

- La méthode d'intégration transversale représente l'écoulement réel par une série de modèles plans verticaux correspondant à autant de coupes en long dans l'aquifère. Cette méthode qui introduit un cloisonnement vertical étanche en long dans l'écoulement, ne permet pas l'équilibrage transversal de la nappe au voisinage de la fenêtre sous paroi, et le débit qui y transite est donc calculé par défaut.

- La méthode d'intégration verticale consiste à remplacer les strates de l'aquifère, de largeur variable avec la cote, par des strates fictives de largeur constante mais de même transmissivité que les strates réelles correspondantes. Pratiquement cette méthode consiste à corriger les perméabilités des strates du modèle par un facteur géométrique fonction de la cote, et le débit est obtenu par simple intégration verticale des débits unitaires calculés dans ce modèle plan « corrigé ».

Cette méthode permet l'équilibrage transversal, mais ne tient pas compte des pertes de charge associées à la convergence et divergence transversale des lignes de

courant au voisinage de la fenêtre sous paroi, le débit transitant sous la paroi est donc estimé par excès.

Ces deux méthodes donnent le même résultat, théoriquement exact, d'une part pour un aquifère en équilibre avec la pente, sans coupure, prismatique et de section quelconque, et d'autre part pour un aquifère avec coupure incomplète, lorsque la section en travers est un rectangle à fond horizontal.

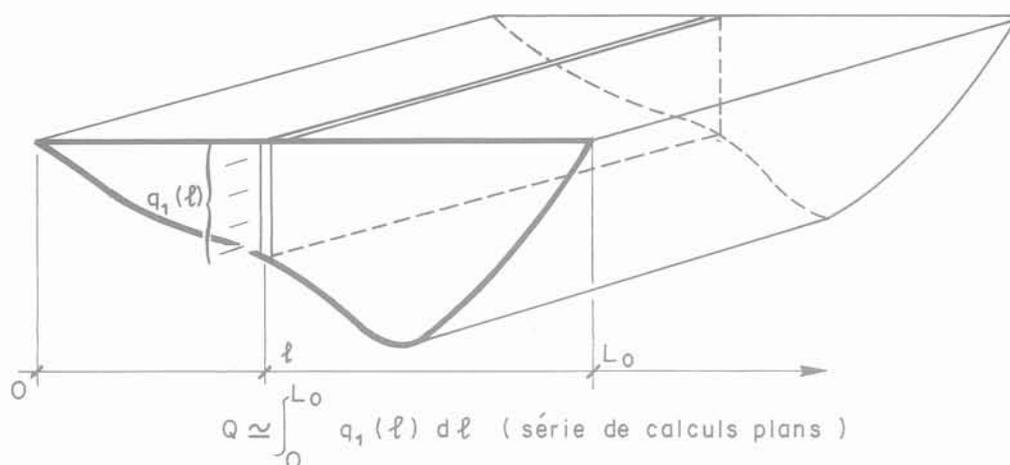
Dans le cas de la vallée du Verney, de section triangulaire, un calcul test avec la paroi moulée et la pression de la retenue normale à l'amont, indique que l'écart relatif entre les débits sous paroi calculés par ces deux méthodes est de 13 %. Cet écart, non significatif si l'on tient compte de l'imprécision qui règne par ailleurs sur les divers paramètres, justifie l'emploi indifférent de l'une ou l'autre de ces deux méthodes.

La seconde, plus rapide, a été utilisée systématiquement.

2.1.2. Contrôle par les mesures réalisées durant travaux

A la fermeture de la coupure, un rabattement se produit à l'aval, dont la vitesse peut être tirée des mesures piézométriques d'une part, et d'autre part calculée au moyen du modèle d'écoulement.

a) Méthode d'intégration transversale.



b) Méthode d'intégration verticale.

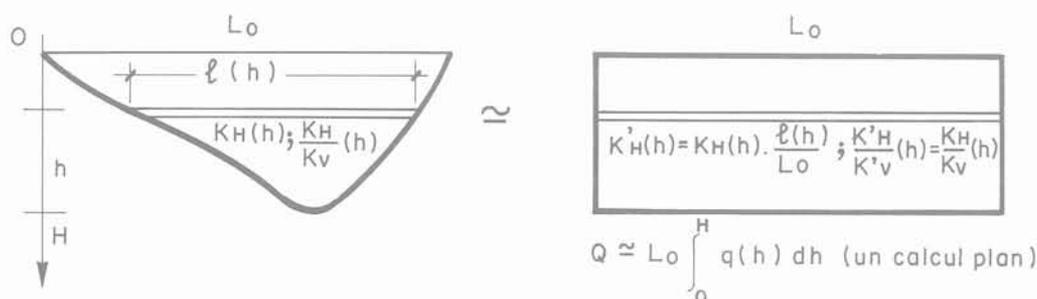


Fig. 9. — Évaluation du débit de percolation.

— Les mesures piézométriques indiquent (fig. 10a), lors de la fermeture de la paroi moulée, un rabattement aval de 2 à 3 m qui se poursuit régulièrement sur plusieurs mois. A l'amont, apparaît un relèvement de quelques décimètres et l'équilibre y est atteint plus rapidement qu'à l'aval. Avant la fermeture, la paroi partiellement réalisée provoque déjà un certain rabattement préalable. Les mesures piézométriques montrent que ce rabattement préalable est de l'ordre de 20 % du rabattement total, et que l'écoulement dans la nappe à l'amont et à l'aval est encore proche des conditions piézométriques de l'écoulement naturel avant travaux de fermeture.

La piézométrie superficielle étant vraisemblablement reliée au niveau de la rivière, la vitesse de rabattement « observée » sur l'aval, a été calculée sur les données piézométriques diminuées du niveau de l'Eau d'Olle, afin de s'affranchir de l'effet des fluctuations de la rivière.

— Dans le modèle d'écoulement, on peut calculer les conséquences de l'apparition « immédiate » de la coupure dans l'écoulement naturel (fig. 10b).

Cette schématisation peut apparaître un peu brutale au vu des conditions réelles de fermeture progressive de la

paroi moulée, elle est cependant tout à fait corroborée par les observations faites sur les mesures piézométriques.

Dans le modèle d'écoulement soumis à de telles conditions, apparaît un fort déficit en alimentation verticale en surface à l'aval de la coupure. Ce déficit est proportionnel à la vitesse de descente de la nappe, et fonction de l'indice des vides du terrain.

Pour un indice des vides compris entre 0,3 et 0,4, correspondant à la densité en place de ces matériaux à granulométrie étalée, on obtient ainsi une fourchette de vitesses de rabattement « calculées ».

La comparaison des situations observées et calculées à la fermeture de la paroi (tableau I), montre que le modèle d'écoulement calé sur les conditions naturelles donne encore une représentation fidèle de cet écoulement à la fermeture, assez éloigné des conditions régulières de l'écoulement naturel.

A l'amont le modèle d'écoulement indique qu'un débit notable est rejeté en surface, loin de la coupure, et donc vraisemblablement retourné à la rivière dans la réalité.

Tableau I

Comparaison entre les situations observées et calculées à la fermeture

VALEURS OBSERVÉES		VALEURS CALCULÉES	
		Anisotropie 10 entre 0 et 17 m de profondeur	
		Anisotropie 150 au-dessous de 17 m	Anisotropie 20 au-dessous de 17 m
Vitesse de rabattement 220 m à l'aval de la paroi (m/s)	12×10^{-7}	11 à $13,4 \times 10^{-7}$	0 à 3×10^{-7}
Vitesse de rabattement 330 m à l'aval de la paroi (m/s)	11×10^{-7}	4 à 5×10^{-7}	0
Gradient piézométrique vertical ; 220 m à l'aval de la paroi	0,6 %	0,5 %	0

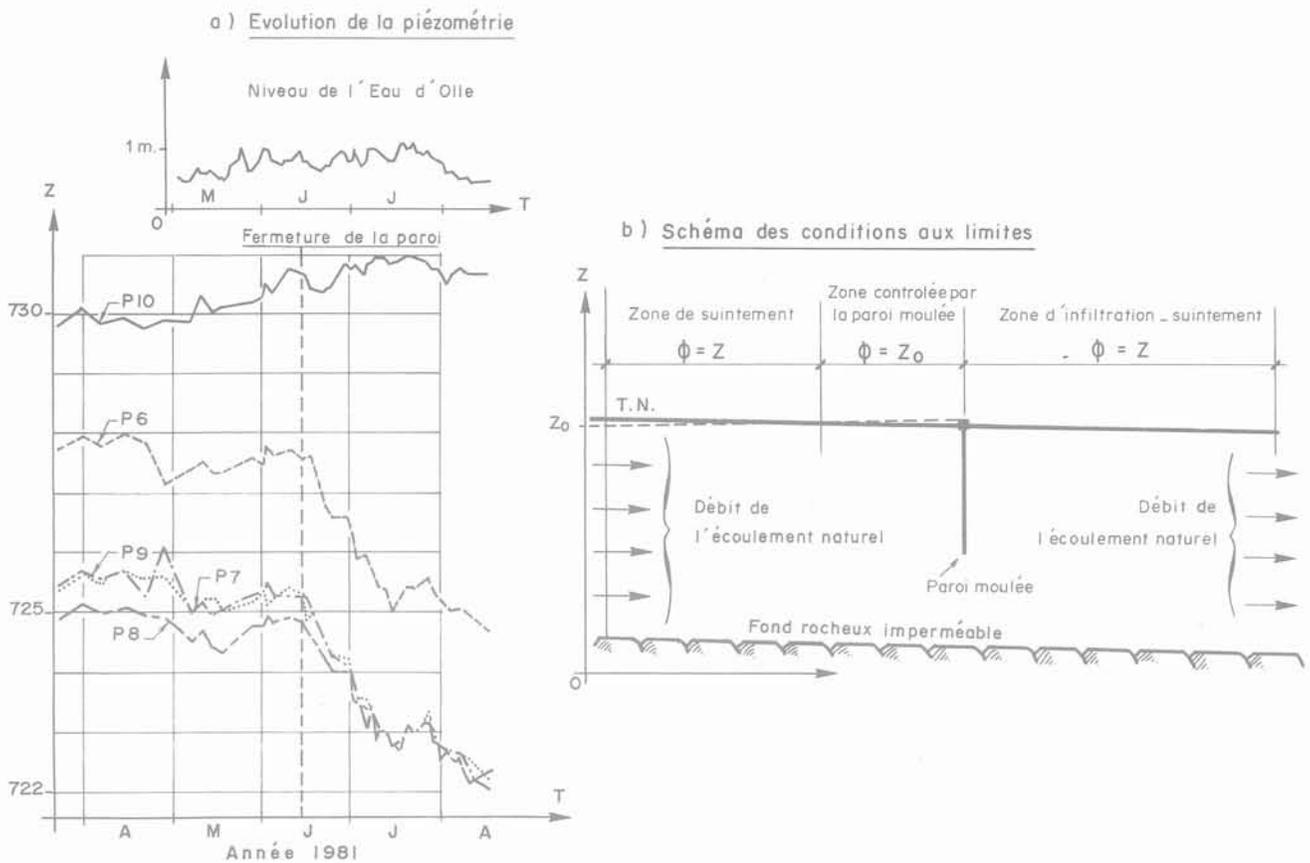


Fig. 10. — Fermeture de la paroi moulée.

A proximité immédiate de la coupure, le débit rejeté en surface dans l'espace compris entre le batardeau et la paroi moulée est calculé à quelques l/s, ce qui correspond tout à fait au débit observé dans l'exutoire provisoire installé en tête de paroi moulée lors des travaux de fermeture.

2.1.3. L'exploitation du modèle hydrogéologique
Afin, d'une part, de vérifier que la coupure incomplète de la fondation par la paroi moulée satisfaisait effectivement les objectifs du projet, et d'autre part de préciser les écoulements sous le barrage, les conditions de fonctionnement normal ont été simulées (fig. 11).

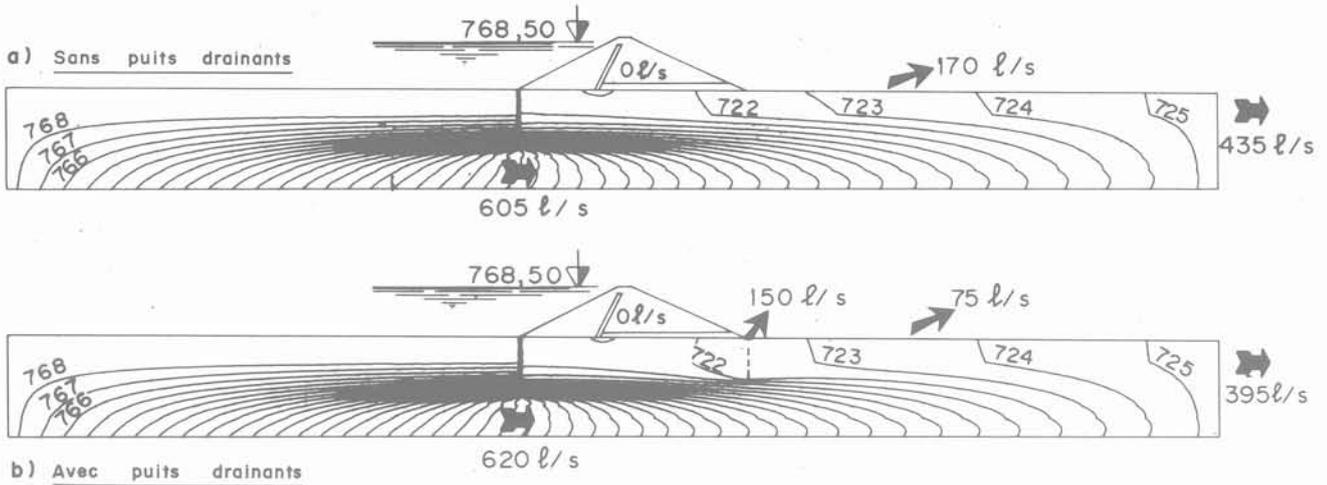


Fig. 11. — Écoulements sous le barrage avec la retenue normale.

Les résultats essentiels sont :

— aucun écoulement en provenance de la fondation ne percole dans le tapis drainant du barrage, en fonctionnement normal. La nappe n'atteint donc pas ce tapis drainant. Une surface libre s'établira dans la fondation à l'aval de la paroi sous le barrage et oscillera avec le marnage ;

— les débits qui passent sous la paroi moulée varient entre 200 l/s pour la cote minimale d'exploitation, soit sensiblement le débit de l'état naturel, et 600 l/s pour la cote maximale d'exploitation.

2.2. Analyse des mouvements dans la fondation durant les travaux

La construction des remblais a été menée à un rythme rapide au début de l'année 1982, l'essentiel des remblais a été mis en place en moins de trois mois. Le procédé de construction a nécessité la réalisation d'une piste de chantier, située en hors profil sur le parement amont, et enlevée par la suite. Durant la période de construction, les relevés systématiques des appareils d'auscultation ont fourni un flot régulier d'informations sur l'évolution de la fondation : outre les piézomètres et cellules de pression dont les résultats sont analysés plus haut, le clinomètre et les extensomètres en forage ainsi que le furet hydraulique ont permis un suivi détaillé des mouvements sous le barrage.

Dans un premier temps, pour cerner les principaux caractères mécaniques de la fondation, il a été choisi d'analyser en détail deux étapes significatives de cette construction.

2.2.1. Mouvements et déformations mesurés

La figure 12 détaille les mouvements et déformations

observées lors de la mise en place de deux tranches de remblai successives de 12 m puis 14 m d'épaisseur.

— Dans l'axe du barrage, la fondation soumise à des efforts essentiellement verticaux présente des mouvements verticaux notables. (Ces mouvements, très largement supérieurs aux valeurs attendues qui avaient guidé le choix de la course des appareils d'extensométrie, ont progressivement mis hors service les capteurs profonds de l'extensomètre axial.)

Ces mouvements sont de l'ordre de 2 à 3 cm en tassement à la surface de la fondation pour chaque mètre de remblai mis en place. Ils sont dus pour l'essentiel au tassement des niveaux intermédiaires de la fondation. Ils se concentrent particulièrement entre 18 et 33 m de profondeur sous le barrage, où la déformation verticale cumulée atteint 2,5 % pour la mise en place de ces 26 m de remblai.

— Au pied amont du barrage, la fondation soumise à des efforts obliques enregistre des déformations de cisaillement notables, détectées par le clinomètre.

L'intégration de ces déformations représente un mouvement vers l'amont de 12 cm au niveau T.N. - 18 m, pour la mise en place de ces 26 m de remblai. Ces déformations de cisaillement sont concentrées dans les niveaux intermédiaires de la fondation, et en particulier, tout comme sous l'axe du barrage, dans le niveau situé entre 18 et 33 m de profondeur. Dans ce niveau, sous l'effet de la mise en place des 26 m de remblai, la déformation de cisaillement enregistrée atteint 0,6 %, la déformation verticale ne dépasse pas cette valeur.

2.2.2. Interprétation par l'Élasticité

— Afin de préciser quantitativement le contraste de déformabilité ainsi mis à jour, il a été décidé de réaliser une analyse exhaustive des caractéristiques élastiques apparentes dans chaque couche de fondation située entre deux niveaux de capteurs de déformation.

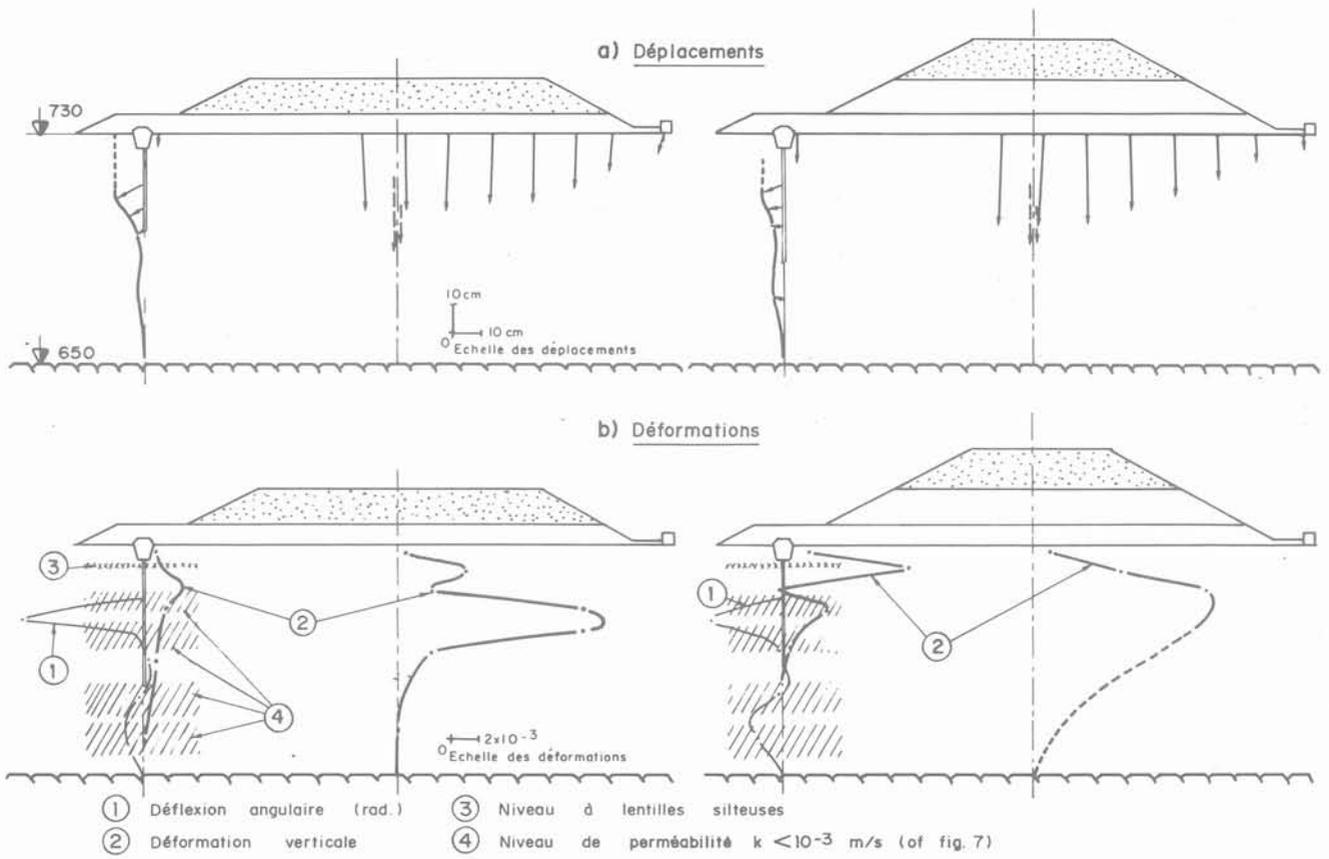


Fig. 12. — Mouvements dans la fondation durant la construction du barrage.

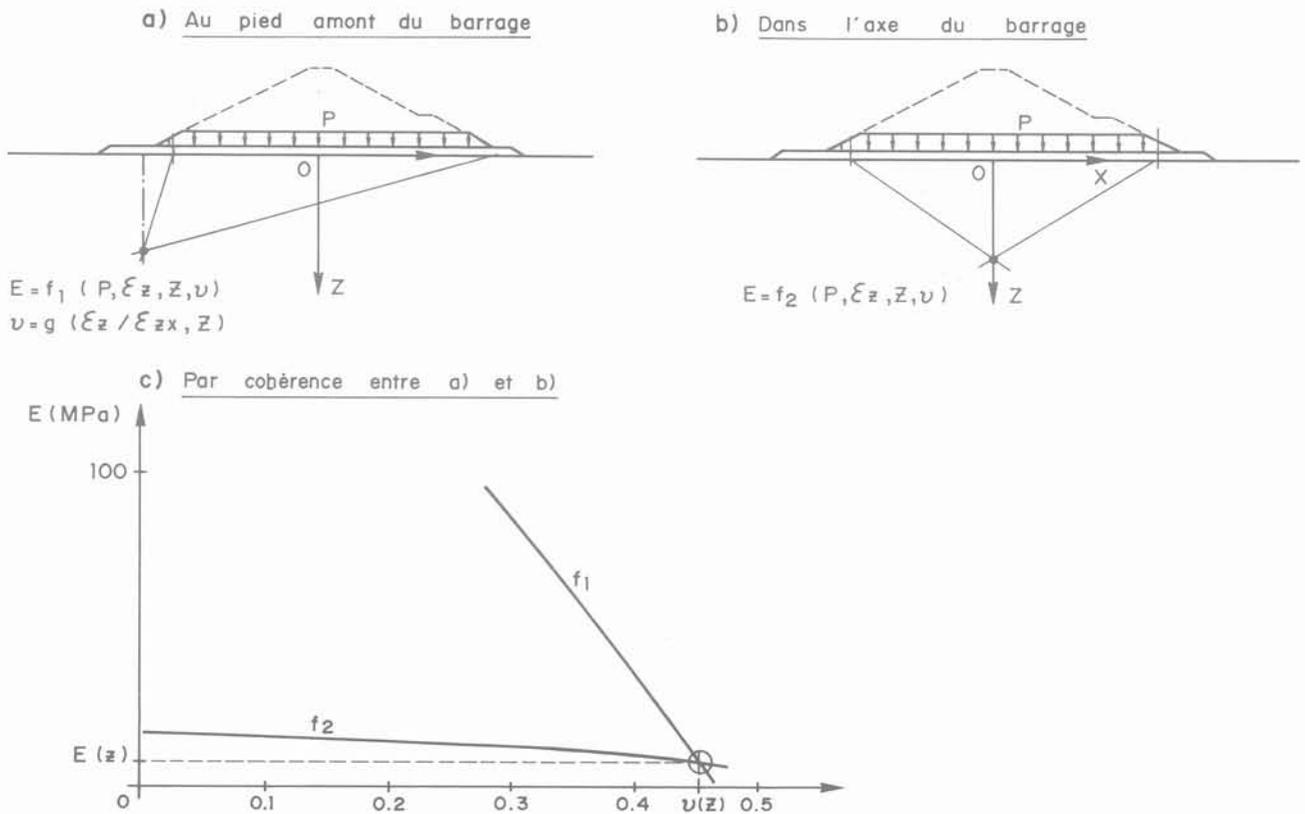


Fig. 13. — Détermination de coefficients élastiques apparents dans la fondation.

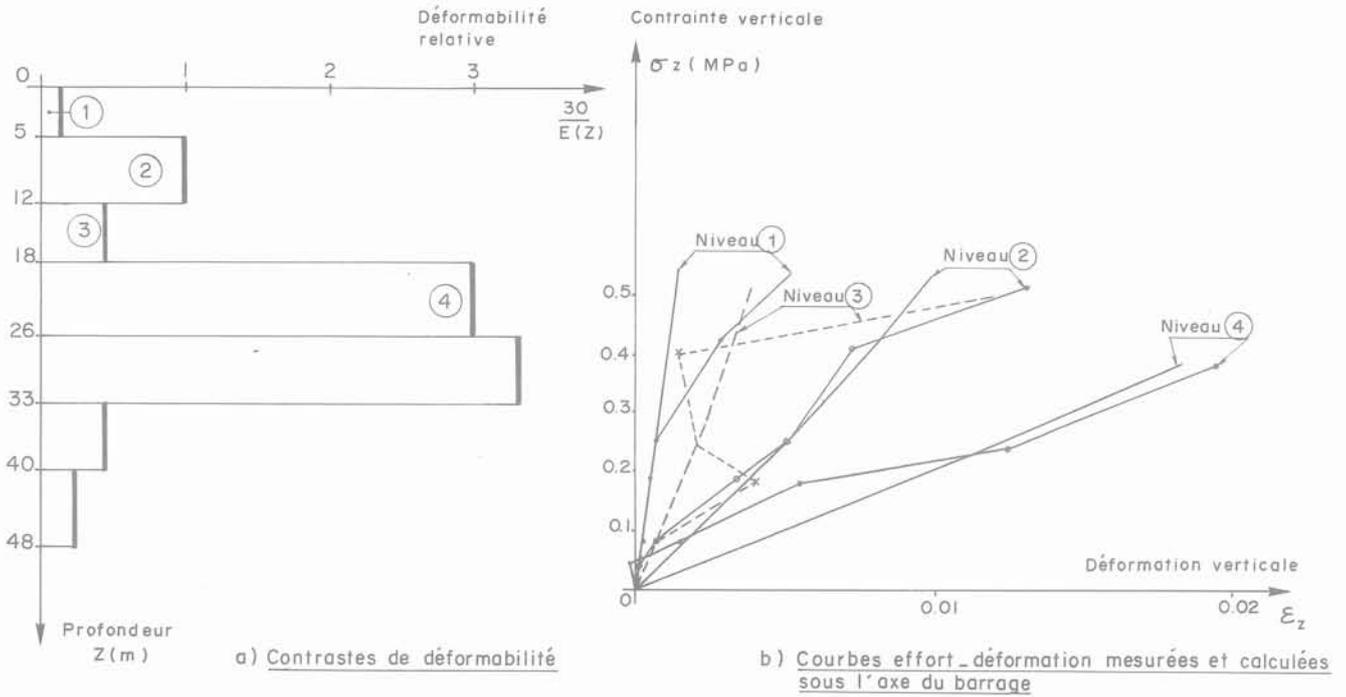


Fig. 14. — Contrastes de déformabilité et non-linéarité mécanique dans la fondation.

La présence d'un même niveau particulièrement déformable dans l'axe du barrage et au voisinage de son pied amont confortait l'hypothèse d'une stratification horizontale de la fondation. Cette hypothèse avait déjà été suggérée par l'anisotropie élevée trouvée dans l'analyse hydrogéologique.

Par ailleurs, le toit de ce niveau déformable correspondait précisément à l'interface hydrogéologique localisée vers 17 m de profondeur.

— Dans cette hypothèse de fondation stratifiée, les mesures de déformation permettaient la détermination, ainsi qu'un certain contrôle, des caractéristiques élastiques apparentes de chaque couche.

La méthode employée est celle de Steinbrenner (POULOS, DAVIS, 1974), qui consiste à supposer que la distribution des contraintes dues à la mise en place approximativement la même dans la fondation stratifiée qu'avec une fondation homogène semi-infinie.

Pour une étape de chargement donnée, connaissant les contraintes calculées par la méthode de Steinbrenner et les déformations mesurées par les extensomètres, on peut alors déduire des caractéristiques élastiques apparentes locales par les méthodes analytiques de l'Élasticité (fig. 13).

— Les résultats complets (tableau II) indiquent alors, outre le détail du contraste de déformabilité (fig. 14a),

Tableau II

Coefficients élastiques apparents dans la fondation

PROFONDEUR SOUS LE BARRAGE	MODULE D'YOUNG (MPa)	COEFFICIENT DE POISSON
0 à 5 m	230	0,3
5 à 12 m	30	0,3
12 à 18 m	70	0,33
18 à 26 m	10	0,43
26 à 33 m	9	0,45
33 à 40 m	70	0,3
40 à 48 m	130	0,3

que le niveau particulièrement déformable entre 18 et 33 m de profondeur semble s'être déformé essentiellement en cisaillement, pratiquement sans réduction de volume. En effet, la valeur élevée de son coefficient de Poisson apparent, obtenu et contrôlé par la méthode de la figure 13, correspond à un matériau pratiquement incompressible.

Aucune élévation substantielle des pressions interstitielles dans la fondation n'a cependant été notée au voisinage de ce niveau. Selon une interprétation émise alors, ce niveau pourrait consister en intercalations rapprochées de lentilles minces subhorizontales de matériaux plutôt fins et peu perméables avec des lentilles de matériaux plus drainants.

Une telle structure est corroborée par la valeur élevée de l'anisotropie globale trouvée en perméabilité (150) et par la valeur élevée de la perméabilité horizontale moyenne ($2,5 \times 10^{-3}$ m/s).

— L'exploitation de ces caractéristiques élastiques apparentes permet également de comparer, dans l'axe du barrage, les courbes effort-déformations calculées à celles qui ont été observées (fig. 14b).

Une certaine non-linéarité apparaît clairement.

2.3. Analyse des conséquences sur la paroi moulée

La présence inopinée de ce niveau déformable avait certainement amplifié les déformations de cisaillement prévues au voisinage du pied amont du barrage, à l'emplacement de la paroi moulée.

Afin de vérifier que la paroi moulée en béton plastique du Verney a été étudiée à partir d'essais de laboratoire, afin de définir un domaine de réversibilité mécanique.

Dans une première étape, la rhéologie du béton plastique du Verney a été étudiée à partir d'essais de laboratoire, afin de définir un domaine de réversibilité mécanique.

Dans une deuxième étape, la position de l'état de contraintes évalué dans la paroi a été comparé à la limite du domaine de réversibilité du béton plastique.

2.3.1. Rhéologie du béton plastique du Verney

— Le béton de la paroi moulée a été fabriqué par malaxage de sable, de gravier, et d'un coulis d'argile-ciment. Deux séries d'essais triaxiaux drainés ont été réalisées sur ce béton par le laboratoire de Mécanique des Sols de l'École Centrale :

- une première série réalisée entre 29 et 47 jours après la fabrication des éprouvettes ;
- une deuxième série, réalisée entre 190 et 223 jours après la fabrication.

— Les variations de volume ayant été mesurées systématiquement au cours des essais, l'ensemble des don-

nées a été exploité par une méthode synthétique, celle des diagrammes de dilatace (fig. 15).

Cette méthode consiste à porter les résultats de l'essai dans un plan dont les coordonnées sont :

- en abscisses le rapport des vitesses de déformation principales ;
- en ordonnées le rapport des contraintes principales effectives.

Par rapport aux courbes d'essai usuelles, ces diagrammes font apparaître plus clairement les différences de comportement :

- l'élasticité linéaire se traduit par une droite verticale dont l'abscisse est précisément le coefficient de Poisson ;
- la plasticité parfaite à volume constant se traduit par un point d'abscisse 1/2 ;
- un comportement granulaire dilatant (grains ou blocs rigides en contact frictionnel) se traduit par une droite inclinée passant par l'origine, et dont la pente est en relation directe avec la friction entre les grains.

— Schématiquement, les diagrammes de dilatace de la figure 16 montrent :

- en début d'essai, une forte compressibilité apparente, indice d'une phase de serrage ;
- après cette phase de serrage, la portion de courbe pratiquement verticale correspond au domaine élastique ;
- au-delà, la contraction élastique (reliée au coefficient de Poisson) est graduellement oblitérée par la dilatation due à la propagation de fissures dans le béton plastique, et lorsque les fissures établies forment un réseau continu tel qu'il puisse y avoir séparation des morceaux, le comportement s'apparente à celui d'un matériau granulaire dilatant après le pic ;
- l'ampleur de cette phase de comportement granulaire dilatant décroît nettement avec le confinement, par un effet d'épaufrage des morceaux de béton plastique ;
- dans le domaine exploré en contraintes et déformations par ces essais, on ne décèle aucun effet d'effondrement de structure ni de comportement plastique à volume constant.

Les valeurs moyennes des constantes élastiques sont :

Module de Young	$E \approx 230$ MPa
Coefficient de Poisson	$\nu \approx 0,22$

— Au cours d'une sollicitation, l'apparition d'irréversibilités est liée à la rupture de liaisons du ciment dans le coulis et à la propagation de fissures conséquentes à ces ruptures. Les effets de serrage constatés lors des essais triaxiaux suggèrent d'ailleurs la préexistence d'une certaine microfissuration, peut être liée aux effets de la prise dans le béton.

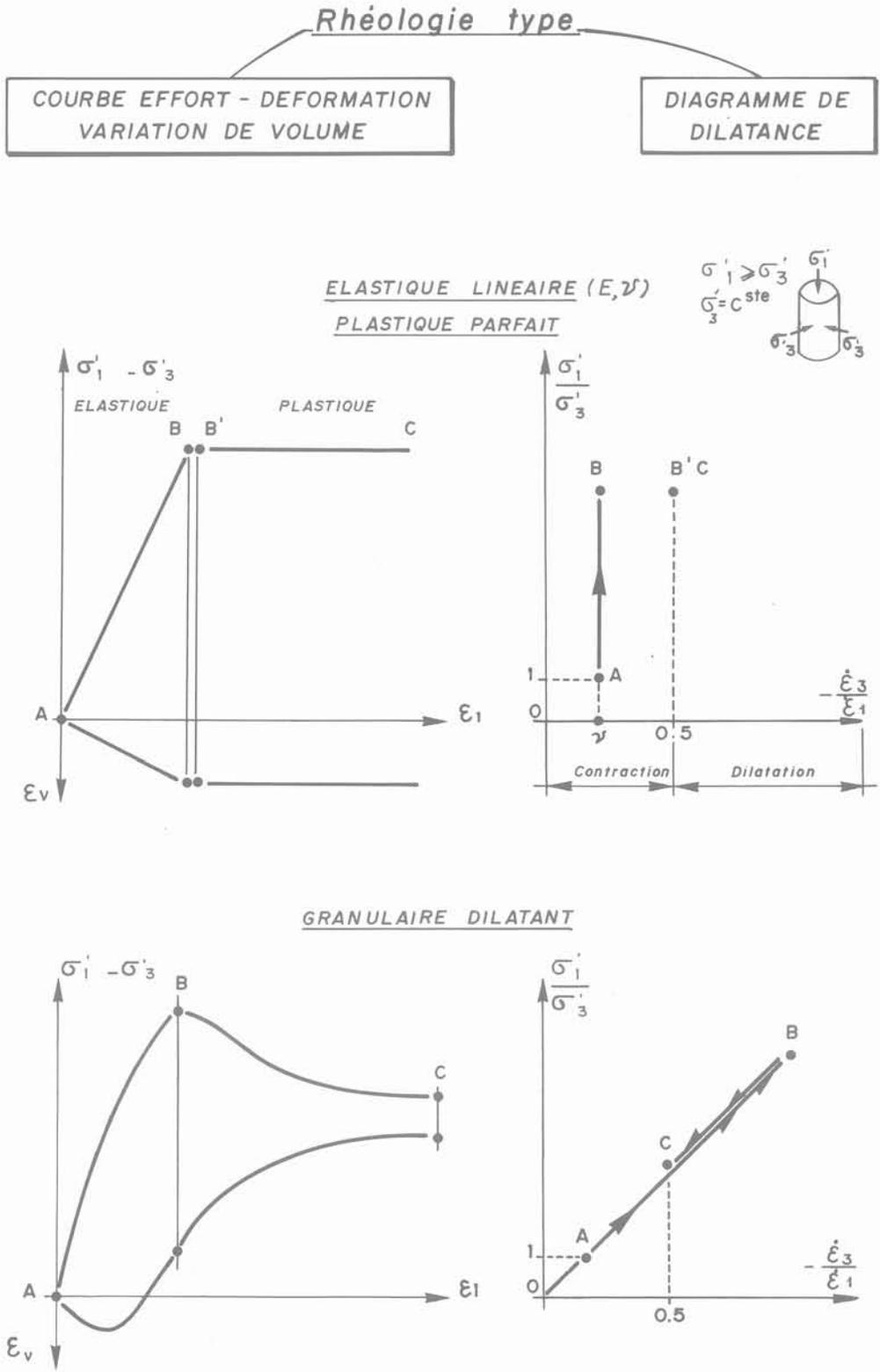
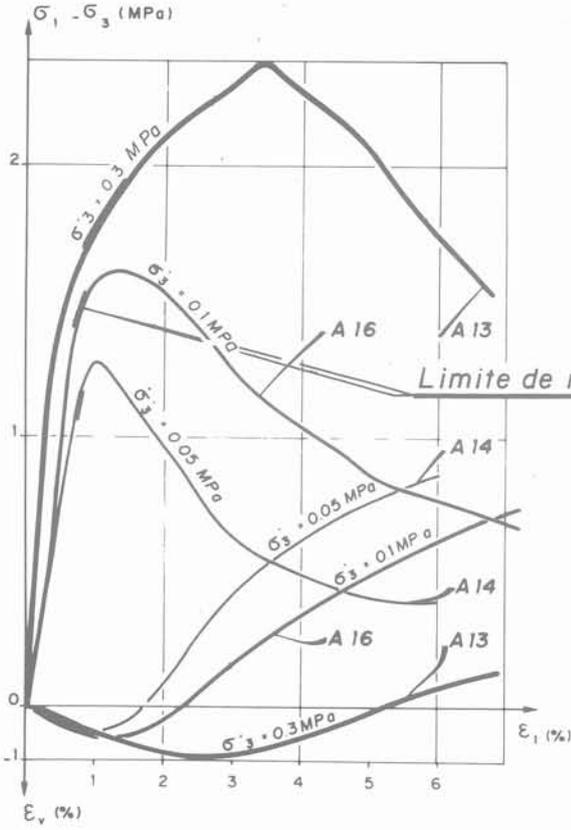
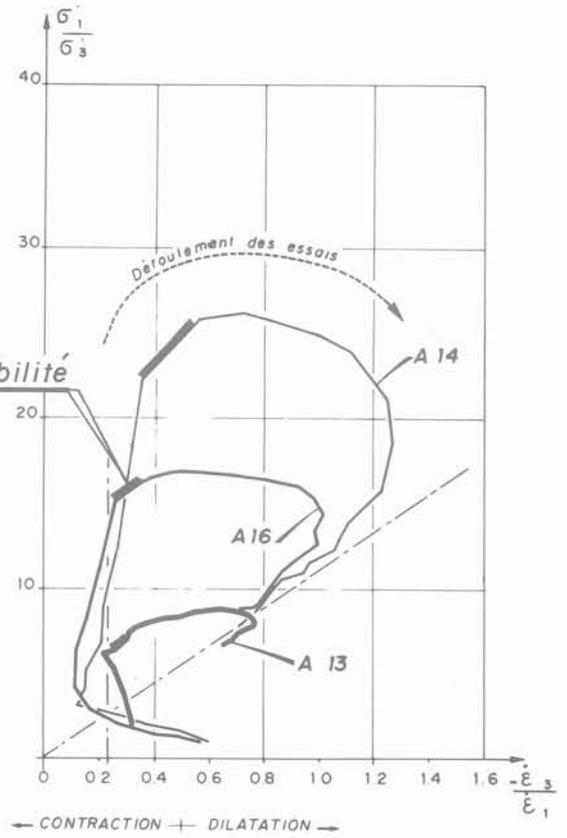


Fig. 15. — Interprétation par les diagrammes de dilatance de la rhéologie mesurée à l'essai triaxial drainé.

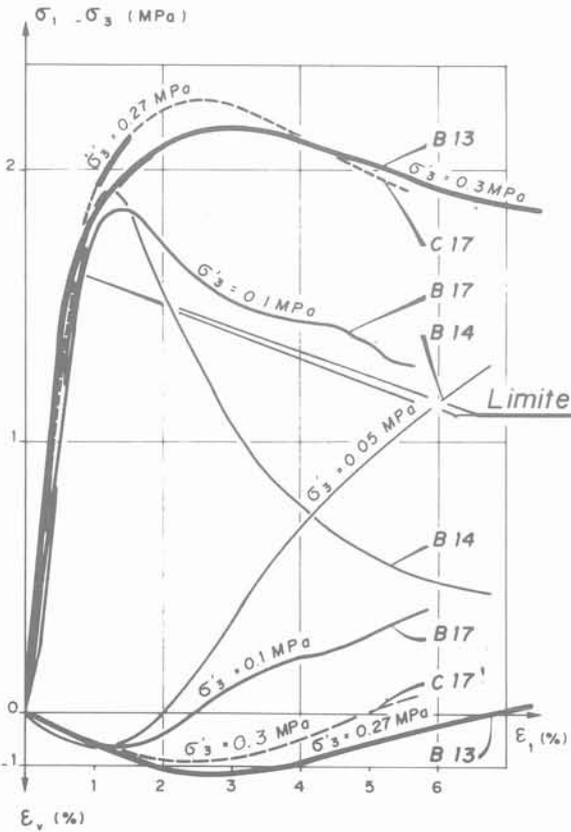
a) Courbes d'essai - Série A



b) Diagrammes de dilatance



c) Courbes d'essai - Série B



d) Diagrammes de dilatance

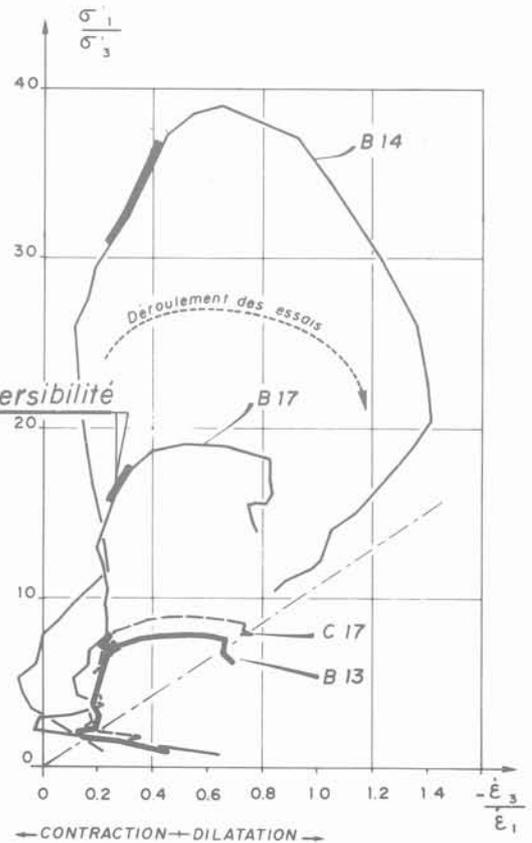


Fig. 16. — Béton plastique du Verney - Essais triaxiaux.

Au voisinage de sa limite de réversibilité, le comportement de ce béton d'argile-ciment serait donc celui d'un matériau microfissuré.

Un modèle simple existe pour ce type de matériaux, qui donne une interprétation convaincante des résultats expérimentaux sur les mortiers et bétons ainsi que sur les roches (LINO - 1980).

Ce modèle, fondé sur les mécanismes énergétiques qui régissent la propagation des fissures, donne une limite de réversibilité, en fonction des contraintes extrêmes, qui vaut ici :

$$\sigma'_1 = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_f}{2}\right) \left[2R_t + \sigma'_3 \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_f}{2}\right) \right] \{1\}$$

où R_t est la résistance à la traction
 ϕ_f l'angle de friction entre les lèvres des fissures.

Dans l'équation {1}, le terme :

$$2R_t \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_f}{2}\right)$$

est voisin — théoriquement par défaut — de la résistance en compression simple.

Cette représentation à partir des contraintes principales extrêmes permet de passer des essais sous symétrie de révolution à une situation réellement tridimensionnelle.

L'évaluation de cette limite de réversibilité, réalisée sur les diagrammes de dilatance, est reportée sur les courbes d'essai figure 16 et détaillée figure 17.

2.3.2. État de contraintes dans le béton de la paroi

— La paroi moulée avait certainement suivi les déformations de la fondation, concentrées dans le niveau entre 18 et 33 m de profondeur.

Dans un premier temps, l'investigation s'est donc limitée à ce niveau qui apparaissait comme un niveau de sollicitation maximale.

En première approximation, les déformations de la fibre moyenne de la paroi moulée ont été identifiées aux mesures données par le clinomètre et l'extensomètre situés une dizaine de mètres à l'aval.

— L'état de contraintes dans la paroi, dans une coupe amont-aval, correspond vraisemblablement à un état de déformation plane ; il résulte de trois composantes :

- l'état de contrainte initial isotrope dû à la prise hydrostatique du béton ;
- l'effet de compression amont-aval dû à la poussée des terres, joint à l'effort vertical dû à la déformation verticale ;
- l'effet de flexion dû au gradient de déformations de cisaillement imposé par la fondation.

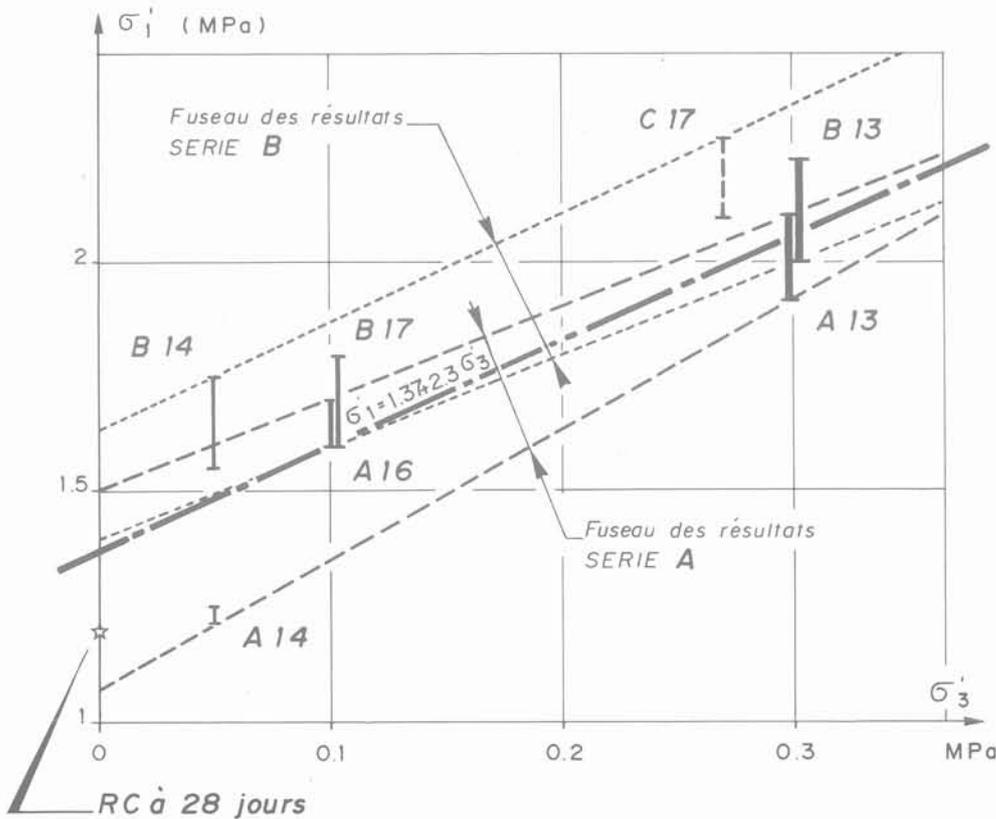


Fig. 17. — Béton plastique - Limite de réversibilité.

Compte tenu de ce chargement, on peut admettre que les directions principales des contraintes, au voisinage des parements, sont sensiblement :

- la verticale ;
- l'horizontale dans le sens amont-aval ;
- l'horizontale dans le sens rive droite-rive gauche.

— Les méthodes de résistance des matériaux sur la flexion des plaques permettent d'évaluer les contraintes dans la paroi engendrées par les déformations. L'effet de la poussée des terres, estimé à partir de calculs réalisés au stade du projet, est faible en valeur relative.

Enfin, les mesures sur les cellules de pression au voisinage de la paroi permettent d'évaluer la pression interstitielle.

A la cote 703, correspondant au milieu du niveau déformable dans la fondation, les contraintes calculées dans le béton de la paroi sont données au tableau III :

— On peut alors comparer les états de contraintes effectives déduits du tableau III à la limite de réversibilité du béton déterminée précédemment.

A contrainte mineure donnée, le degré de sollicitation peut être apprécié par l'intensité relative du déviateur des contraintes dans le béton par rapport au déviateur correspondant à la limite de réversibilité.

Dans ce sens, on trouve que :

- côté amont, le béton est sollicité à 47 % de sa limite de réversibilité ;
- côté aval, le béton est sollicité à 72 % de sa limite de réversibilité.

2.4. Conclusions sur l'interprétation des mesures en place

— A ce stade, les analyses hydrogéologique et mécanique avaient montré :

- une fondation fortement anisotrope et clairement stratifiée, présentant une forte hétérogénéité mécanique due à la superposition de niveaux hautement contrastés en déformabilité ;

- un niveau particulièrement déformable, épais de 15 m environ, dont le toit apparaissait également comme interface hydrogéologique.

L'évaluation des caractéristiques élastiques apparentes dans la fondation faisait apparaître un module d'Young moyen environ quatre fois plus faible que celui évalué lors du projet.

Le comportement mécanique de la fondation apparaissait nettement non linéaire.

Enfin, l'étude des conséquences sur la paroi moulée montrait que le béton y avait été sérieusement sollicité, sans toutefois franchir clairement sa limite de réversibilité.

— Ces éléments rassemblés soulignaient l'utilité d'une prévision du comportement mécanique des ouvrages à la mise en eau d'une part, et d'autre part suggéraient que cette prévision serait difficile à faire au moyen des méthodes de l'élasticité.

En effet, la fondation non linéaire et anisotrope, serait soumise à un système d'efforts, dus à la mise en eau, assez éloigné du système d'efforts dus à la construction. Un ensemble de caractéristiques élastiques apparentes, calé sur la réponse aux efforts de construction, ne semblait pas très adapté pour prévoir la réponse aux efforts de mise en eau.

Une étude fondée sur une modélisation mathématique incorporant la non-linéarité mécanique paraissait plus adaptée.

3. ÉTUDE DU COMPORTEMENT DU BARRAGE PAR LE MODÈLE MATHÉMATIQUE

3.1. Présentation de la loi TRIADH

3.1.1. Généralités

La loi de comportement TRIADH, mise au point à l'occasion de ces calculs, est une loi non linéaire adaptée aux matériaux de remblai (BERTRAND, LINO - 1985).

Tableau III

Contraintes évaluées dans le béton de la paroi à la cote 703 (en MPa)

Direction	PAREMENT AMONT		PAREMENT AVAL	
	Contrainte totale	Pression interstitielle	Contrainte totale	Pression interstitielle
Verticale	1,82	0,28	2,46	0,17
Amont-aval	0,84	0,28	0,84	0,17
R.D.-R.G.	0,94	0,28	1,08	0,17

Elle dérive de la loi *A.D.H.*, mise au point dans les laboratoires de l'École Centrale de Paris, qui se situe elle-même dans la lignée des modèles de Cambridge (Granta Graval et Cam-Clay). C'est une loi incrémentale isotrope, élastoplastique, avec écouissage. Elle rend compte du comportement des différents types de sols, qu'ils soient à dominante graveleuse ou argileuse. Elle est particulièrement adaptée à la représentation de chargements dont le caractère cyclique n'est pas déterminant. En particulier, elle permet de représenter le comportement des matériaux de remblai et de fondation lors des différentes phases de construction et de mise en eau d'un barrage.

La loi *TRIADH* suppose l'existence d'un seuil de plasticité défini dans l'espace des contraintes (fig. 18). A l'intérieur du seuil, le comportement du matériau est élastique. Sur le seuil, toute modification de l'état de contrainte n'amenant pas à un retour dans le domaine élastique provoque une part de déformations plastiques, la modification des variables d'écrouissage, et le déplacement du seuil avec l'état de contrainte.

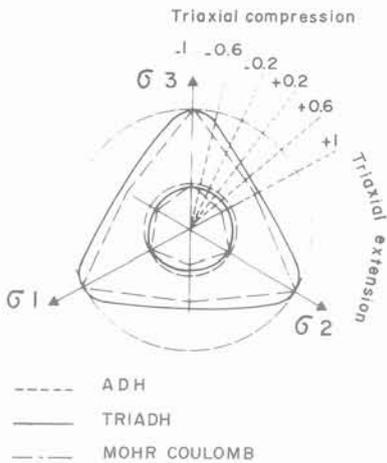


Fig. 18. — Surface de rupture dans le plan octaédral.

3.1.2. Variables d'écrouissage du modèle

Deux variables d'écrouissages sont prises en compte dans le modèle pour représenter l'histoire des sollicitations auxquelles a été soumis le matériau. Elles sont liées aux déformations plastiques subies.

La première de ces variables représente l'écrouissage volumique. Elle est liée aux variations de densité sèche du matériau.

La seconde représente l'écrouissage déviatoire. Elle est liée aux déformations irréversibles de cisaillement.

3.1.3. Invariants des contraintes

Il est courant de formuler les modèles de comportement des matériaux isotropes en mécanique des sols en utilisant les trois invariants suivants ou des formes proportionnelles :

$$p = \frac{1}{3} \text{Tr} (\sigma)$$

$$q = \left[\frac{3}{2} \text{Tr} (\sigma - p\delta)^2 \right]^{1/2}$$

$$\omega = \sin 3\theta \text{ avec } \theta = \frac{1}{3} \arcsin \left[\frac{27}{2} \frac{\det (\sigma - p\delta)}{q^3} \right]$$

Leur signification est simple. Si l'on considère le domaine de l'espace des contraintes principales $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, les invariants p , q et θ sont proportionnels aux coordonnées cylindriques z , ρ et θ définis en prenant comme axe la trissectrice de l'espace, et comme plan $\theta = 0$ le plan $\sigma_2 = 1/2 (\sigma_1 + \sigma_3)$.

L'invariant ω a été introduit dans le modèle *TRIADH* pour rendre compte de l'influence de la contrainte principale intermédiaire sur l'angle de frottement du matériau. Son importance apparaît figure 19. Dans les modèles qui ont précédé *TRIADH*, la non-prise en compte de cet invariant conduit à surestimer nettement l'angle de frottement résiduel du matériau sur des chemins différents de celui de l'essai triaxial en compression, notamment pour un matériau très frottant.

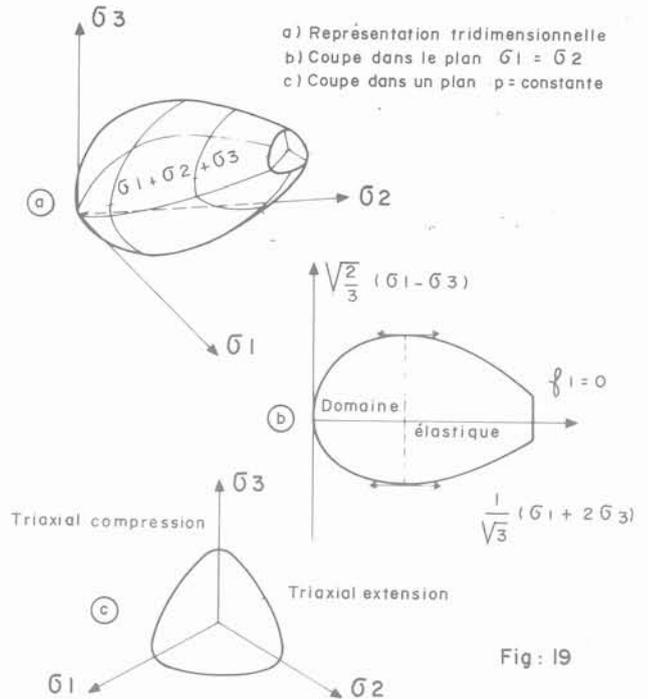


Fig : 19

Fig. 19. — Forme du seuil de plasticité.

3.1.4. Paramètres des modèles

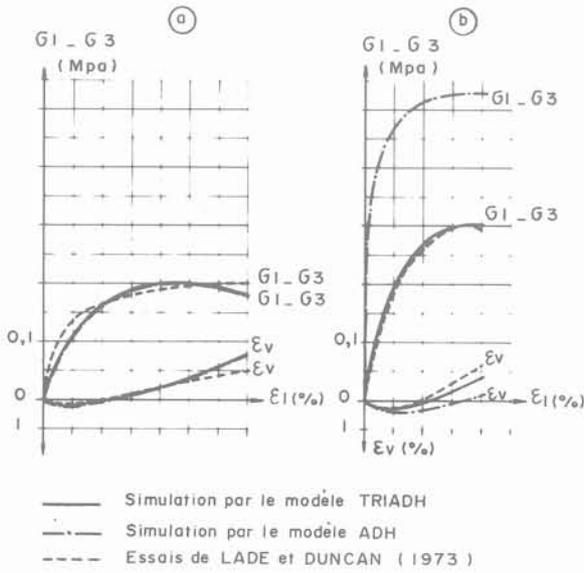
Sept paramètres sont à déterminer pour représenter un matériau par la loi *TRIADH*. Ce sont :

- E, ν paramètres du comportement élastique.
- Φ_{TC} angle de frottement résiduel à l'essai triaxial en compression ;
- β lié à la pente de l'essai œdométrique ;

- P_{CO} lié à la densité initiale ;
- a lié à la sensibilité à l'érouissage déviatoire ;
- b lié au comportement au pic des contraintes ;
- α lié à la limite du domaine élastique sur l'axe des pressions isotropes.

3.1.5. Prédiction du modèle

La figure 20 montre la comparaison entre les essais effectués par LADE et DUNCAN sur un sable en triaxial compression et triaxial extension, et la repré-



a) Triaxial compression. b) Triaxial extension.

Fig. 20. — Essais axisymétriques sur le sable de Monterey.

sentation qu'en fournissent les modèles A.D.H. et TRIADH. Cette comparaison illustre l'importance de la prise en compte de l'invariant ω , qui permet d'avoir de bonnes représentations du comportement d'un matériau sous ces deux types de chemins extrêmes.

3.2. Présentation du modèle mathématique utilisé pour les calculs du barrage du Verney

3.2.1. Étapes du calcul

Le modèle construit devait représenter l'histoire de la construction de l'ouvrage (fig. 21). Les différentes étapes distinguées sont :

- 1 État initial de la fondation avec écoulement naturel.
- 2 Fermeture de la paroi moulée.
- 3 à 5 Construction du barrage.
- 6 Enlèvement de la piste de chantier.
- 7 à 9 Mise en eau.

Les chargements intervenant lors de chacune de ces étapes ont pour origine soit un changement des conditions aux limites des écoulements (étapes, 1, 2, 7 à 9), soit un changement des forces de gravité (étapes 3 à 6). Dans la modélisation adoptée pour les calculs, on a choisi de considérer que les écoulements ne sont liés qu'à la géométrie et aux conditions aux limites hydrauliques, et ne sont pas affectés par les variations de l'état de contrainte des matériaux. Cette hypothèse est justifiée par les fortes perméabilités mesurées en fondation, qui permettent de supposer que l'écoulement est toujours proche d'un écoulement permanent. Ce point a été confirmé par les mesures de piézométries qui n'ont enregistré aucune variation sensible dans la fondation lors de la construction du barrage.

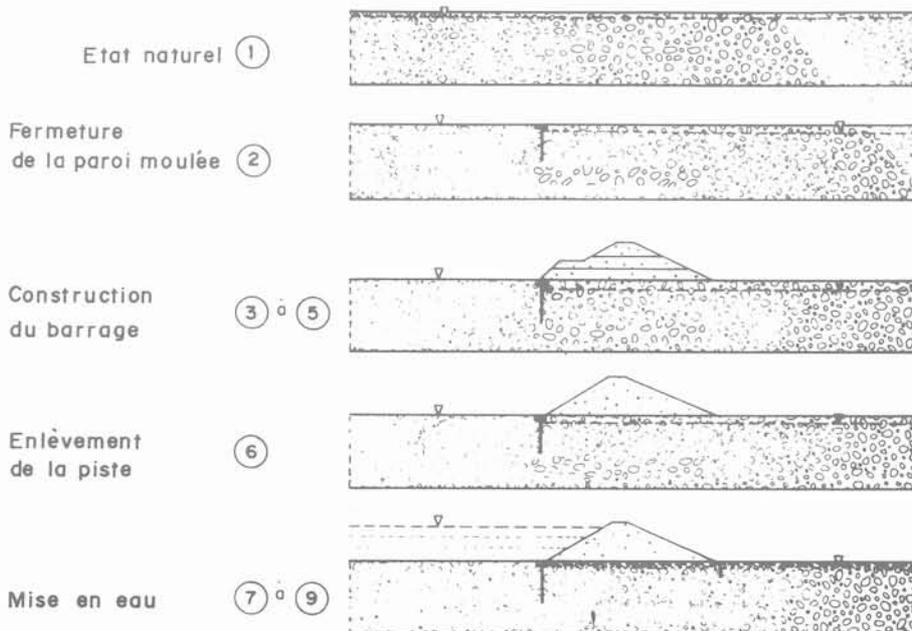


Fig. 21. — Étapes du calcul.

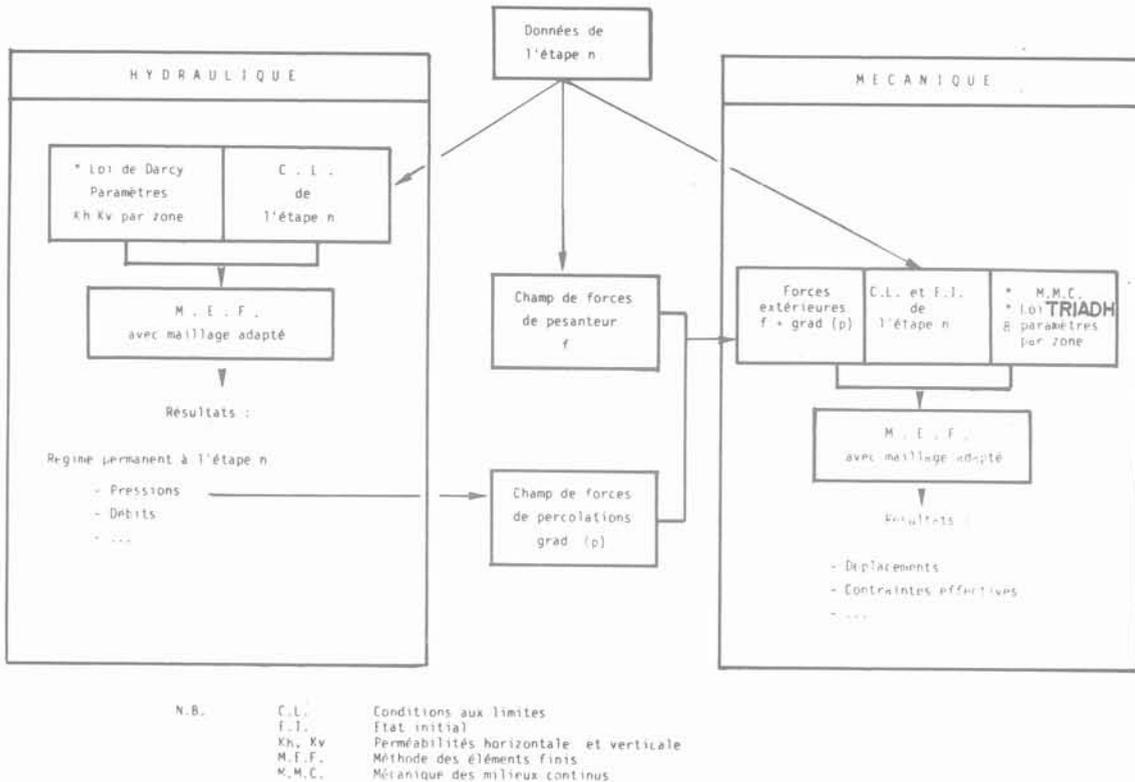


Fig. 22. — Schématisation d'une étape de calcul.

3.2.2. Choix d'une modélisation

Le modèle finalement choisi est donc semi-couplé (fig. 22) :

— les différents écoulements permanents régnant en fondation sont calculés indépendamment du comportement mécanique des matériaux ;

— ils permettent de déduire les champs de forces de percolation dans chaque régime d'écoulement. Ces champs de forces sont introduits comme forces extérieures dans le calcul mécanique. Celui-ci s'effectue donc en contraintes effectives.

Le modèle géométrique construit pour résoudre les calculs par la méthode des éléments finis s'étend sur une grande longueur (fig. 8), de manière à éviter que le choix toujours délicat des conditions aux limites hydrauliques ou mécaniques n'influe trop sur les résultats. Il représente les différents éléments de l'ouvrage, en particulier la paroi moulée, la piste de chantier provisoire utilisée lors de la construction et les sept couches de matériaux distinguées en fondation.

3.2.3. Distinction des matériaux et calage des paramètres mécaniques

Les sept couches distinguées en fondation sont le fruit de l'interprétation des mesures fournies par l'auscultation. Une première approche avait permis d'attribuer à chacune des couches des paramètres de comportement élastique (cf. § 2.2.2).

A partir de ces paramètres élastiques a été estimé un premier jeu de paramètres TRIADH, qui a ensuite été affiné de manière à permettre la meilleure représentation par le calcul des observations faites pendant les phases de construction.

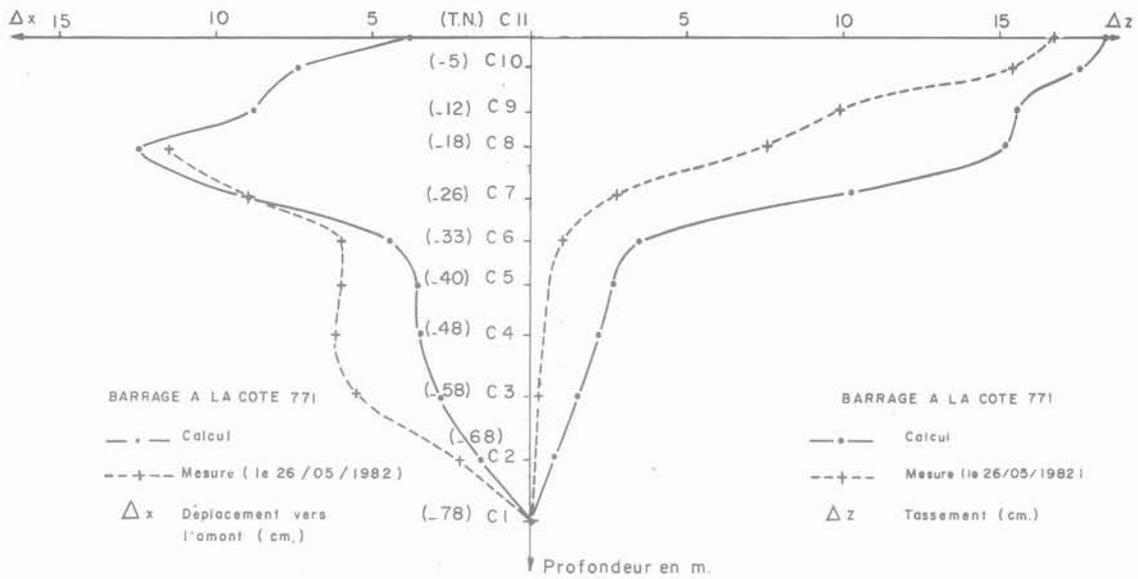
Les figures 23 à 25 montrent que le modèle représente assez bien les phases de construction du barrage sur lequel il a été calé. Sur les figures 23 et 24, on retrouve les différences de comportement entre les couches ; notons que celles-ci ont été modélisées parallèles et d'épaisseur constante, alors que les mesures laissent voir qu'elles présentent probablement des variations modérées d'épaisseur selon les zones. La figure 25 indique la qualité du calage sur l'ensemble de l'emprise du barrage.

La valeur de ce calage autorisait à utiliser le modèle pour interpréter les observations faites pendant la construction, et prévoir ce qui adviendrait à la mise en eau.

3.3. Résultats du calcul et interprétation

3.3.1. Phase de construction du barrage

En fin de construction du barrage, après enlèvement de la piste de chantier, on a pu faire différentes constatations sur le massif de tête et le casque de la paroi moulée. On a noté d'une part des ouvertures de décol-



a b

Fig. 23a. — Déplacements horizontaux calculés et mesurés au clinofor après la fin de la construction du barrage.

Fig. 23b. — Tassements calculés et mesurés au distofofor amont après la fin de la construction du barrage.

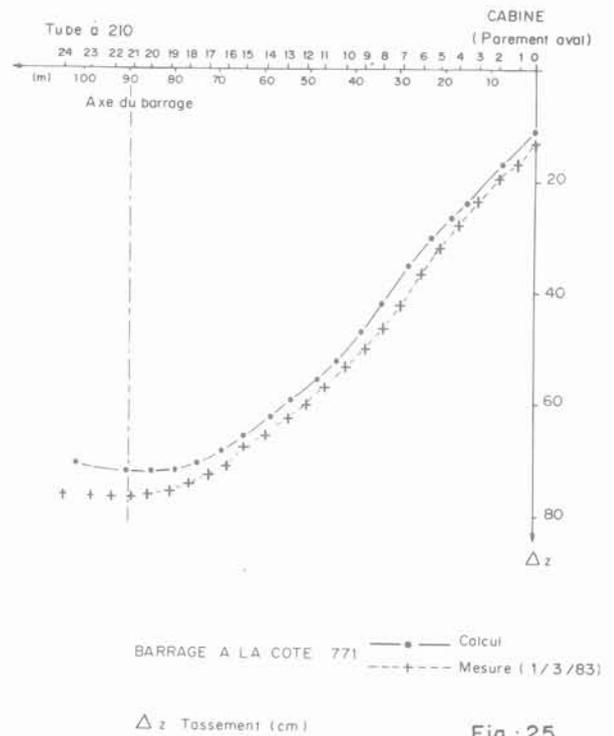
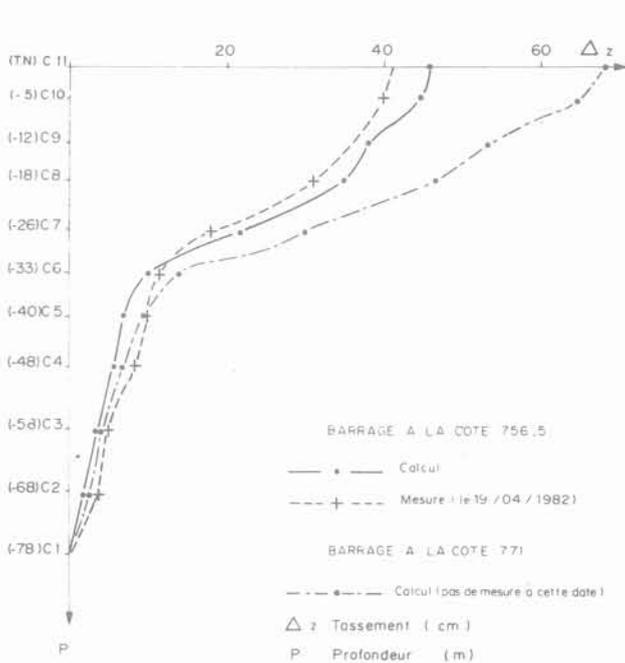


Fig : 25

Fig. 24. — Tassements calculés et mesurés au distofofor aval après la fin de la construction du barrage.

Fig. 25. — Tassements calculés et mesurés au tube horizontal après prise en compte des tassements différés.

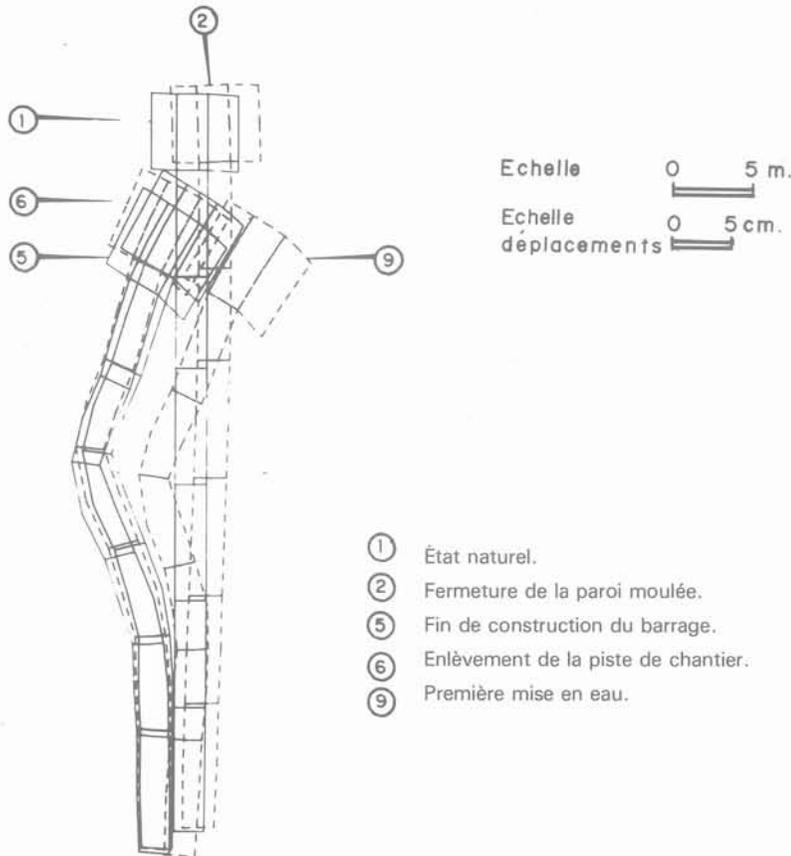


Fig. 26. — Barrage du Verney
Calcul TRIADH. Déformées de la paroi moulée.

lement entre le massif de tête et la fondation, d'autre part de petites fissures dans des plans amont-aval sur le casque de la paroi moulée. Le calcul a aidé à expliquer ces observations, et à mesurer leur importance.

Le calcul a permis de montrer que la contrainte verticale de contact entre fondation et massif de tête de la paroi moulée allait jusqu'à s'annuler lors de l'enlèvement de la piste de chantier, ce qui traduit l'ouverture de fissures de décollement. Le comportement élastique de la paroi moulée (dans cette gamme de déformations) contrastant avec la grande irréversibilité de comportement au déchargement de la fondation expliquent ce phénomène.

D'autre part, le calcul montre que la construction du barrage provoque un net basculement du massif de tête de la paroi (fig. 26). Ce basculement est gêné en rive par les injections effectuées dans les alluvions. Entre le basculement au centre de la vallée et le blocage en rive, le casque de béton armé de la paroi moulée a été soumis à un effort de torsion, source des microfissures constatées.

3.3.2. Mise en eau

Prédiction du calcul

D'après le calcul, les sollicitations imposées aux différents éléments du barrage devaient rester largement admissible à la mise en eau.

La figure 26 montre que les déformations de la paroi moulée sont en grande partie prises pendant la construction, et n'augmentent pas considérablement à la mise en eau. Le point de la paroi le plus sollicité vis-à-vis du critère d'élasticité de béton plastique présenté au § 2.3.1. reste très en deçà de la limite ainsi que le montre la figure 27.

De faibles tractions se produisent dans la partie amont du massif de tête (fig. 28). L'étroitesse de la zone tendue, la faible valeur de traction et la présence du casque en béton armé éliminent les risques de fracturation hydraulique.

Le masque en béton bitumineux est partout comprimé, sauf en partie supérieure où il est légèrement tendu (fig. 29). Les valeurs des déformations mesurées sont très inférieures aux valeurs admissibles.

Comparaison avec les mesures

Le système d'auscultation a été complété à la mise en eau par (fig. 30) :

- des relevés topographiques en différents points du parement aval ;
- un tassomètre, un élongamètre et des clinomètres installés sur le casque de la paroi moulée.

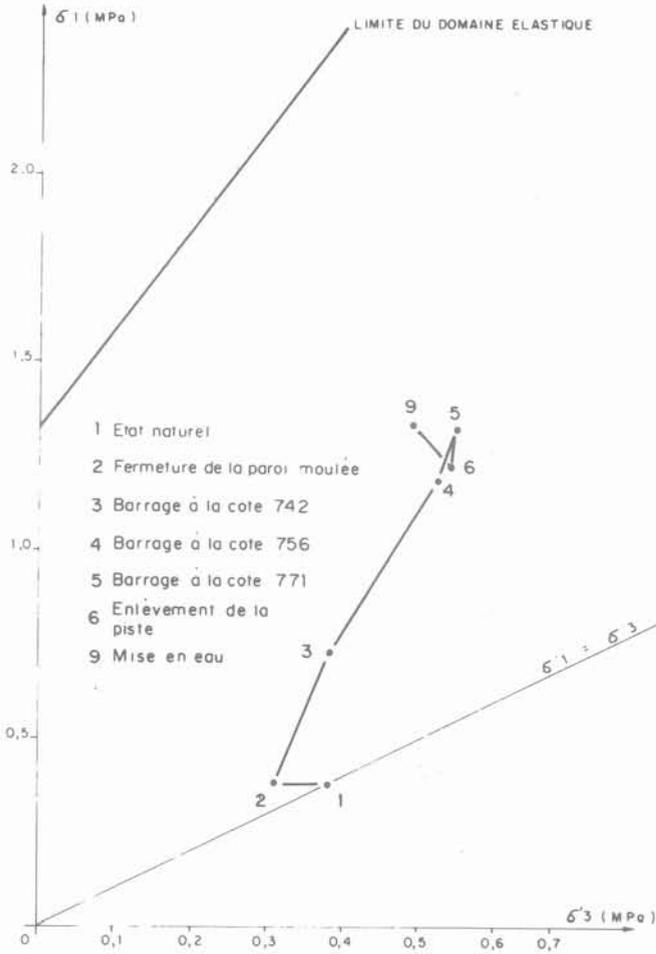


Fig. 27. — Évolution des contraintes extrémales du point de la paroi moulée le plus proche de la rupture en compression.

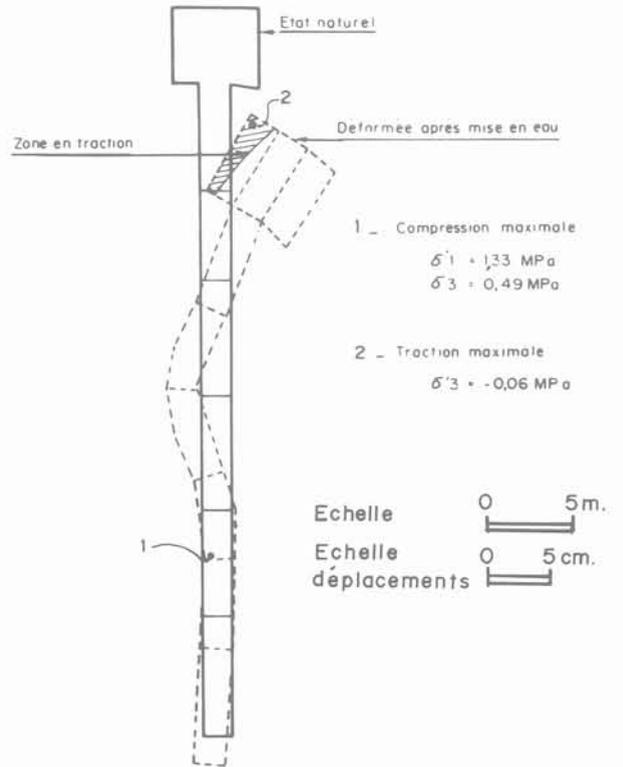


Fig. 28. — Tractions et compressions maximales dans la paroi moulée après la mise en eau.

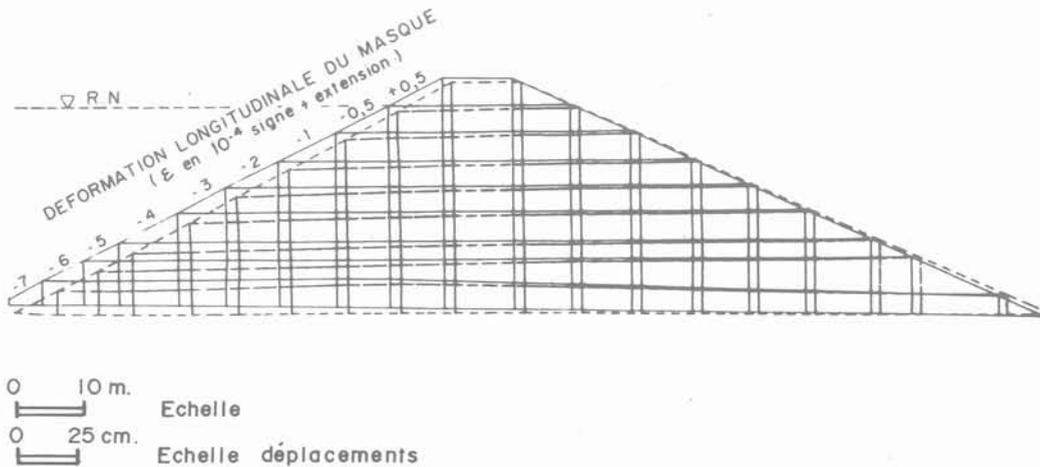


Fig. 29. — Barrage du Verney - Calcul TRIADH Déformation du barrage à la mise en eau.

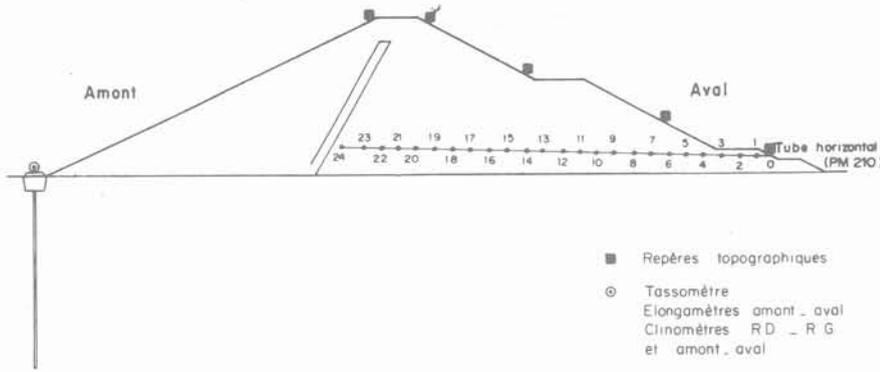


Fig. 30. — Auscultation des déplacements durant la mise en eau.

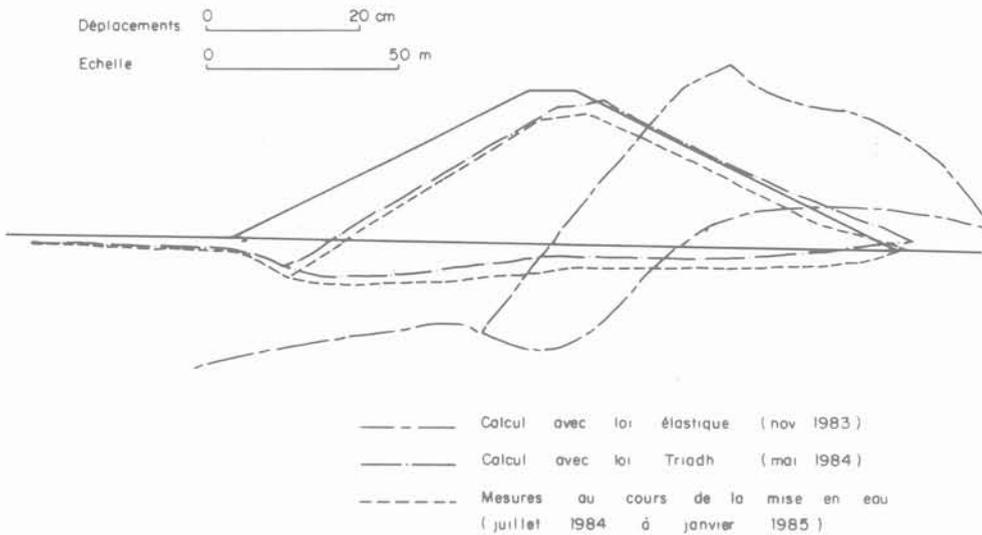


Fig. 31. — Barrage du Verney - Mise en eau
Déformées du barrage suivant les calculs et suivant les mesures.

Au cours de la mise en eau, les prévisions du calcul ont servi de repère pour contrôler la normalité des résultats de mesure. Ainsi, on n'a pas été surpris de constater que les points situés dans l'axe du barrage commençaient par tasser, avant de se réhausser puis, tasser à nouveau. Le calcul avait montré ce phénomène surprenant, et permis de l'expliquer par les effets opposés de la pression de l'eau sur le masque et des gradients verticaux dans la fondation du barrage.

En fin de mise en eau, on a pu comparer prévision et calcul (fig. 31) et constater leur remarquable concordance.

Cette qualité du calcul est soulignée par la comparaison que l'on peut en faire avec les prévisions d'un calcul effectué peu avant le calcul TRIADH, dans lequel les matériaux étaient représentés au moyen des lois de l'élasticité linéaire. Ce précédent calcul était calé sur les

mêmes phases de construction que le calcul TRIADH, et le calage était d'aussi bonne qualité.

La figure 31 illustre l'inadaptation des lois de l'élasticité pour représenter le comportement des matériaux de fondation, même pour des chemins de contraintes ne faisant pas apparaître de traction. Elle montre au contraire la qualité de prévision que permettent les lois non linéaires du type de la loi TRIADH.

4. CONCLUSION

L'ensemble des travaux d'interprétation et de calcul relaté dans cet exposé s'est déroulé pendant plus de quatre ans.

A chaque nouvelle étape de construction de l'aménagement, les nouvelles mesures collectées ont permis

d'affiner l'image que l'on se faisait de la fondation. La richesse et la qualité du dispositif d'auscultation hydraulique et mécanique ont permis d'aboutir à une représentation suffisamment précise de la fondation, malgré sa complexité.

La qualité de cette représentation de la fondation jointe à celle de la loi de comportement *TRIADH*, a permis la construction d'un modèle de calcul. Ce modèle a été d'une grande aide pour le projeteur, et s'est avéré un véritable outil de prédiction et non un simple exercice académique.

BIBLIOGRAPHIE

BERTRAND J., LINO M. (1985), *TRIADH and its application : calculating to predict the behaviour of Verney Dam during first impounding*, Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, August 12-16, 1985.

COSTE J., POST G., TARDIEU B. (1982), *Barrage du Verney - Projet et début de réalisation*, Travaux, n° 564, mars 1982, 46-50.

LINO M. (1980), *Un modèle de matériau microfissuré*, Revue Française de Géotechnique, n° 11, mai 1980, 28-41.

POULOS H.G., DAVIS E.H. (1974), *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, Wiley & Sons, New York.

TARDIEU B. (1984), *Barrage du Verney - Conception et réalisation de l'écran d'étanchéité : auscultation et calculs*, Comité Français des Grands Barrages, Paris, mai 1984.

TARDIEU B. (1981), *Rhéologie du béton plastique - Exemple du barrage du Verney*, Colloque Technique de la C.F.G.B., 16 janvier 1981.

Groupe de travail du C.F.G.B., *Auscultation des barrages en remblai. Enseignements déduits des comparaisons entre mesures et calculs par la méthode des éléments finis*, XV^e C.I.G.B., Lausanne, 1985.

comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage

interface behaviour and prediction
of the lateral shaft friction along piles and anchors

M. BOULON

Maître de Conférence à l'I.U.T. I de Grenoble,
Chercheur à l'Institut de Mécanique de Grenoble*

C. PLYTAS

Chercheur à l'Institut de Mécanique de Grenoble*

P. FORAY

Maître de Conférence à l'Institut National Polytechnique de Grenoble,
Chercheur à l'Institut de Mécanique de Grenoble*

Résumé

Les auteurs présentent une analyse des phénomènes de frottement à partir d'observation sur les pieux, les tirants d'ancrage et les essais de cisaillement en laboratoire sur divers types de sols pulvérulents, en tant que *mécanisme élémentaire*. Il est proposé une modélisation de ces phénomènes de grands cisaillements localisés sous forme de *loi d'interface* à dépendance directionnelle. Des applications au calcul du comportement de pieux et de tirants d'ancrage sollicités axialement sont présentées, utilisant la méthode des éléments finis. Enfin, un *essai de cisaillement direct spécial, dit à rigidité imposée*, est proposé en tant que donnée cohérente à utiliser dans la méthode des coefficients de raideur. Les auteurs concluent sur une discussion comparative de l'ensemble de ces résultats, sur les possibilités de simulation du mode de mise en place, et sur les liens de cette approche avec les essais sur pieux modèles en cellules pressurisées souvent appelées chambres de calibration ou d'étalonnage.

Abstract

From observation on piles, anchors and from numerous laboratory direct shear tests involving various granular soils, the authors present an analysis of friction phenomena as elementary mechanism. A modelization of the effects of these localized shear at large amplitude is proposed, within the framework of a directionally dependent interface constitutive equation. Some applications to the prediction of the behaviour of piles and anchors axially loaded are shown by the finite element method, or by a simplified model. In addition, a new direct shear test at imposed normal stiffness is recommended, as coherent data to be used in the method of the sub-grade reaction coefficient (t-z curves). At last, the relations between the interface approach and the calibration chamber tests is discussed, after comparing the set of experimental and theoretical results, and appraising the simulation of the installation stage.

* Domaine Universitaire, B.P. 68, 38402 Saint Martin d'Hères.

INTRODUCTION

Les pieux sollicités en tension ou en compression, ainsi que les tirants d'ancrage sont désormais un mode privilégié de fixation au sol des ouvrages tant terrestres qu'en haute mer. De même, la capacité à la rupture de ces inclusions et donc les charges de service qu'elles sont amenées à supporter sont couramment améliorées grâce aux techniques de cimentation ou d'injection. C'est pourquoi l'évaluation du frottement latéral prend une importance sans cesse croissante. De plus, l'existence de charges cycliques, qu'elles soient naturelles (houle, ...) artificielles (circulation, machines tournantes, ...) ou accidentelles (séismes, ...) oblige le concepteur à se préoccuper non plus seulement des charges limites classiques, mais aussi de l'ensemble de la réponse du pieu ou du tirant à l'histoire du chargement appliqué, ce que permettent des méthodes telles que la méthode des éléments finis ou la méthode de coefficients de raideur (courbes $p-y$, courbes $t-z$), à condition toutefois de faire fonctionner ces modèles mathématiques avec des modèles rhéologiques représentatifs. Cette communication porte plus particulièrement sur la modélisation du frottement latéral entre une inclusion et le sol avoisinant. La première partie est consacrée à l'analyse des phénomènes de frottement en milieu pulvérulent; la seconde partie est orientée vers la modélisation de ce phénomène, grâce à une loi dite d'interface; la troisième partie comporte des applications numériques et les vérifications expérimentales correspondantes. Enfin, nous terminerons par une étude critique des différences à attendre entre les résultats obtenus par une méthode rigoureuse (éléments finis) et par une méthode simplifiée (coefficients de raideur).

1. ANALYSE DES PHÉNOMÈNES DE FROTTEMENT EN MILIEU PULVÉRULENT

Ces phénomènes physiques ont été étudiés à travers un grand nombre d'essais in situ et de laboratoire, conduisant à un faisceau de résultats interprétables, à quelques ambiguïtés près.

A propos des essais in situ d'arrachement de pieux ou tirants, d'enfoncement de pieux, on parle généralement du coefficient de pression des terres K , rapport entre la contrainte radiale moyenne instantanée censée agir sur l'inclusion, et la contrainte effective verticale initiale due au poids des terres à la même profondeur z (γ' étant le poids volumique déjaugé du sol) :

$$K = \frac{\sigma_{rad}}{\gamma' z} \quad (1)$$

En fait, on mesure très rarement les contraintes radiales en question sur le terrain; on ne mesure que les contraintes de cisaillement mobilisées, si bien que l'accès à K est indirect, supposant connu le frottement réel instantané sol-inclusion $tg\delta$:

$$K = \frac{\tau}{\gamma' z \cdot tg\delta} \quad (2)$$

La difficulté d'interprétation est accrue dans le cas de pieux ou tirants injectés, car la géométrie du contact sol-inclusion est alors mal connue (GABAIX et al. (20)). Cette imprécision mise à part, les valeurs de K s'étagent entre 0,5 et 2 pour les pieux terrestres courants en sol peu cohérent (COYLE et CASTELLO (8), PUECH (32)). Tous les auteurs s'accordent à penser que K dépend du mode de mise en place, diminue avec la profondeur, et augmente avec la densité relative ou le degré de surconsolidation. Un certain nombre d'essais mentionnés ci-dessous montrent que le coefficient K varie durant la sollicitation de l'inclusion; $tg\delta$ étant peu sujet à de grandes variations pour un contact donné, il est clair que la contrainte normale à l'inclusion, σ_{rad} , varie durant la sollicitation.

Le laboratoire fournit une palette très variée d'essais susceptibles d'améliorer notre compréhension des phénomènes: citons en particulier les essais de pieux, tirants et autres modèles en cuve de petite dimension, les essais sur modèle en chambre de calibration, et enfin les essais de cisaillement direct plan ou rotatif d'une plaque rugueuse sur un sol.

Les coefficients K à la rupture mesurés en laboratoire sur pieux, tirants ou autres modèles de petites dimensions, sont sensiblement plus élevés (3 à 10) qu'in situ ainsi que le montrent les expériences de SCHLOSSER et GUILLOUX (34), WERNICK (36), PUECH, FORAY et al. (31). Ce type d'essai présente un très grand intérêt phénoménologique dans le sens où la mesure directe des contraintes normales est possible (PUECH, FORAY et al. (31)). On peut estimer que le phénomène ainsi mis en évidence est qualitativement le même qu'in situ; seul l'aspect quantitatif est différent, puisque les phénomènes de dilatance-contraction sont évidemment liés au niveau de contrainte. Les essais en semi-grandeur sur matériaux calibrés (sable ou gravier) réalisés par DAVIS et PLUMELLE (10), OSTERMAYER et SCHEELE (29) conduisent, comme on pouvait s'y attendre, à des résultats situés, du point de vue de K , entre ceux du laboratoire et ceux des essais réels.

Toutes les expériences précédemment citées concernent des niveaux de contraintes faibles à moyens (inférieurs à 200 kPa) en terme de contrainte moyenne; les essais de BELOTTI et al. (1), réalisés en chambre de calibration sur pieux modèles de petit diamètre, permettent de saisir les phénomènes intervenant dans le domaine des plus fortes contraintes (200 à 800 kPa), dont relèvent les pieux des travaux en haute mer: K diminue lorsque la profondeur augmente et peut atteindre des valeurs inférieures à 0,5 généralement considéré comme un minimum (norme de l'American Petroleum Institute). Ces essais montrent également une influence des conditions aux limites latérales sur la cellule, influence qui s'amenuise lorsque les contraintes (la profondeur) augmentent.

L'ensemble de ces résultats suggère l'étude du mécanisme élémentaire de frottement, grâce à un outil adapté. L'appareil le plus adéquat semble être la boîte de cisaillement direct, dont le principal intérêt est d'induire une rupture très localisée au voisinage de l'inclusion, du type de celle qu'on peut observer le long des pieux et tirants (DAVIS et PLUMELLE (10)). Il

reste que cet appareil produit un essai hétérogène, interprétable avec des hypothèses restrictives. FEDA (15), (16) a présenté une étude assez exhaustive du frottement matériau sur sol à la boîte de CASAGRANDE, en précisant que l'essai à volume constant était plus représentatif que l'essai classique à contrainte normale constante. YOSHIMI et KISHIDA (37) font état d'essais très bien instrumentés réalisés à la boîte de cisaillement circulaire, et mettant en évidence le rôle du diamètre des grains, de la rugosité de l'inclusion, et du type d'essai.

Des essais de cisaillement direct plan sable sur plaque rugueuse (fig. 1), à la boîte de CASAGRANDE (boîtes circulaires de diamètres 6 cm et 10 cm) sur trois tranches granulométriques (fig. 2) du sable quartzéux d'Hostun ont été également faits à l'Institut de Mécanique de Grenoble. On a principalement étudié les effets :

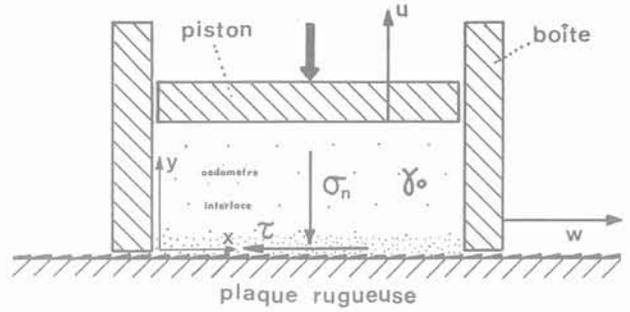
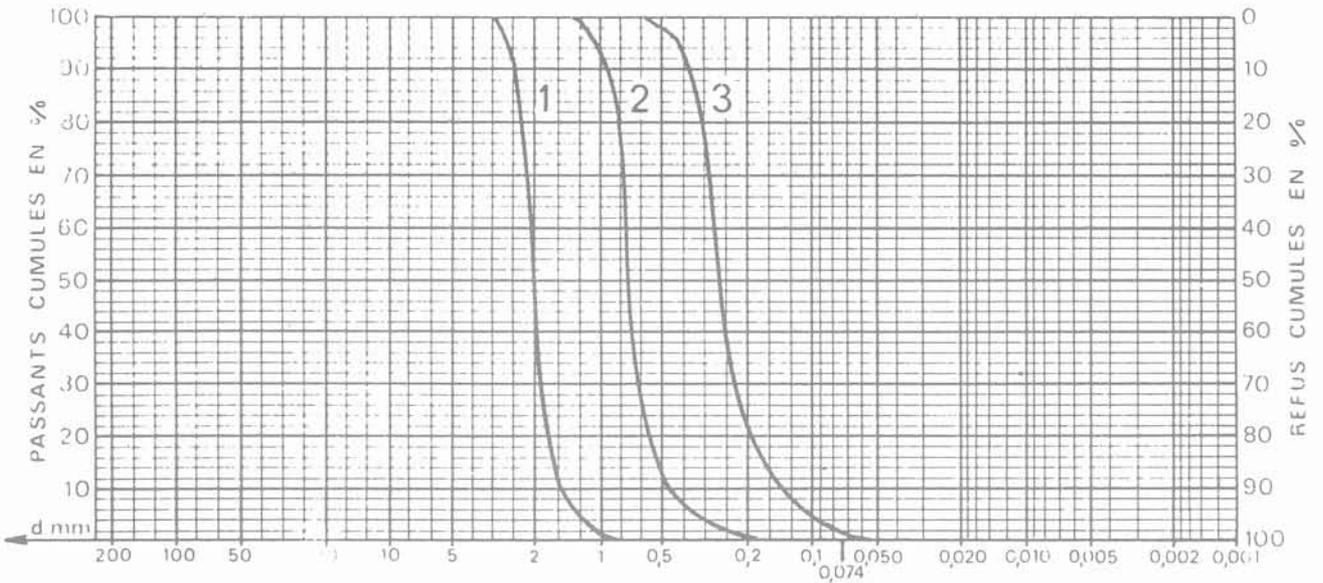


Fig. 1. — Schéma de principe du cisaillement direct plan sable/surface rugueuse et variables de l'essai.



SABLE	d_{50} (mm)	d_{60}/d_{10}	γ_{max} ($kN.m^{-3}$)	γ_{min} ($kN.m^{-3}$)
1	# 2.0	# 1.4	# 17.8	# 14.2
2	# 0.7	# 1.7	# 17.2	# 13.8
3	# 0.32	# 1.7	# 16.0	# 13.2

Fig. 2. — Caractéristiques physiques des tranches granulométriques du sable d'Hostun utilisé.

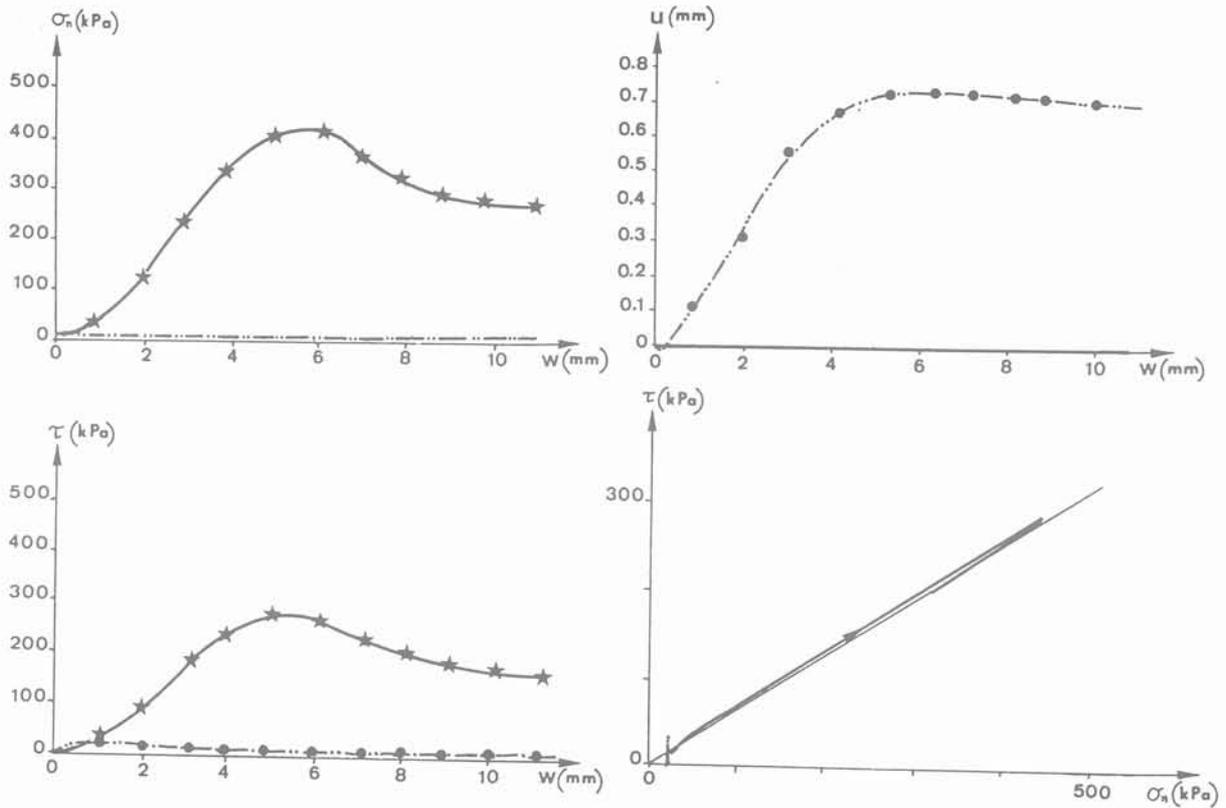


Fig. 3. — Essais à σ_n constante et à volume constant sur sable d'Hostun n° 2;
 $\sigma_{no} = 12,5 \text{ kPa}$; $\gamma_o = 16,7 \text{ kN/m}^3$ (densité forte)
 • Essai à contrainte normale constante.
 ★ Essai à volume constant.

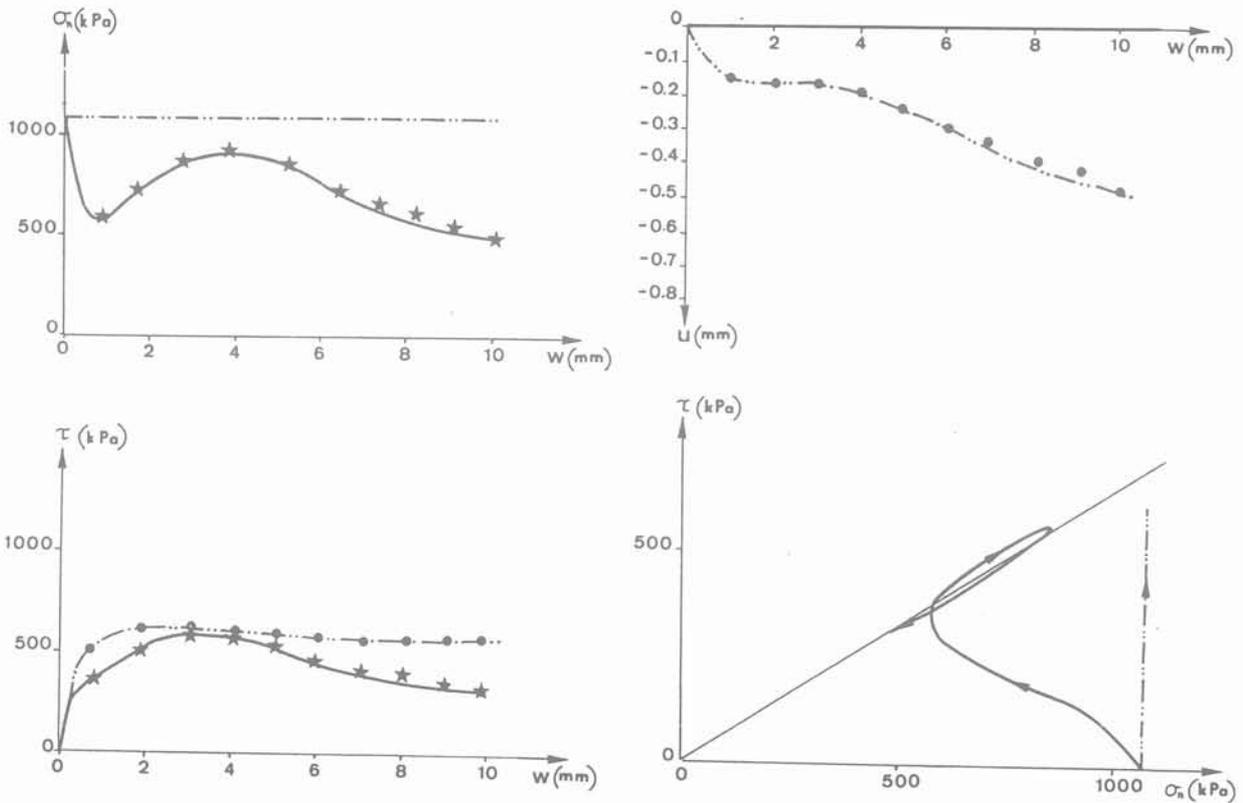


Fig. 4. — Essais à σ_n constante et à volume constant sur sable d'Hostun n° 2;
 $\sigma_{no} = 1415 \text{ kPa}$; $\gamma_o = 15,4 \text{ kN/m}^3$ (densité faible)
 • Essai à contrainte normale constante.
 ★ Essai à volume constant.

- de la densité initiale ;
- de la contrainte normale initiale ;
- de la taille des grains ;
- du chemin.

Nous donnons seulement ci-dessous quelques résultats typiques et renvoyons à PLYTAS (30) ou BOULON et al. (7) pour plus de détails. Il est intéressant par exemple de comparer les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (C) et à volume constant (V) : pour une contrainte normale initiale faible et une densité initiale forte (fig. 3), l'essai (V) amplifie au maximum la contrainte normale initiale dans un rapport voisin de 40, tandis que la contrainte de cisaillement maxima mobilisée est environ trente fois plus importante que lors de l'essai (C). Si les conditions initiales de l'essai sont au contraire une contrainte normale initiale élevée et une densité initiale faible (fig. 4), l'essai (V) réduit la contrainte normale initiale dans un rapport inférieur à 0,5, tandis que la contrainte de cisaillement mobilisée est également réduite, à saturation du frottement, dans un rapport voisin de 0,5. La partie finale des courbes présentées aux figures 3 et 4 conduit à échafauder plusieurs hypothèses explicatives sur la décroissance après pic :

- il y a rotation de la boîte ;
- il y a « perte de matériau » entre la plaque et la boîte ;
- il y a rupture des grains et production constante de fines durant le cisaillement.

Ces trois hypothèses sont réalistes, mais leur incidence exacte ne peut être évaluée avec un appareillage aussi rudimentaire.

Pour un matériau donné, il y a une certaine équivalence entre contrainte normale initiale et densité initiale, ce qui a amené PLYTAS (30) à formuler le concept de *contrainte normale initiale pseudo-critique* ($\sigma_{n_{pc}}$) permettant de comparer deux matériaux entre eux, et de décrire presque entièrement le cisaillement par des paramètres sans dimension.

L'influence de la taille des grains est particulièrement évidente sur deux de ces paramètres : le déplacement relatif normal maximum u^+ lors de l'essai (C) et la contrainte normale maxima σ_n^+ lors de l'essai (V) (fig. 5). Cet effet a été également mentionné par ÖSTERMAYER et SCHEELE (29).

Un autre résultat intéressant, qui différencie nettement un chemin de cisaillement direct d'un chemin triaxial de révolution est constitué par « l'absence d'état critique » (qui conduirait - cf. fig. 6 - à σ_n^+ indépendant de σ_{n_0} , au sens de FLAVIGNY et al. (17)) dans le premier cas, dû principalement, de notre point de vue, à l'intense rupture de grains lors du cisaillement localisé.

Cette étude a été limitée au cas d'une inclusion de rugosité dite « normale », c'est-à-dire que du sable identique à celui de l'échantillon avait été collé sur la plaque rugueuse. Il resterait à évaluer l'effet de la rugosité de la plaque rugueuse (c'est-à-dire de l'inclusion,

pieu ou tirant d'ancrage dans la pratique) ainsi que du niveau de résistance à la rupture des grains. En ce qui concerne le sable quartzeux proprement dit, il est clair que le paramètre majeur du cisaillement direct est le chemin, imposé comme nous le verrons dans la suite par les caractéristiques de compressibilité du milieu environnant.

Au terme de cette analyse, nous allons présenter les grands traits d'un modèle de comportement d'interface (les propriétés du contact sol-inclusion) apte à être utilisé dans un calcul de pieu sous effort axial par exemple, quelle que soit la méthode utilisée (éléments finis ou coefficients de raideur).

2. MODÈLE BIDIMENSIONNEL DE COMPORTEMENT D'INTERFACE

Les lois d'interface tirent leur source lointaine de l'analyse de stabilité des massifs rocheux et des modèles d'éléments joints, depuis GOODMAN et al. (22), HEUZE et al. (24), ZIENKIEWICZ et al. (38). Ces modèles sont devenus vraiment représentatifs à partir de l'introduction du couplage entre les phénomènes tangentiels et les phénomènes normaux à l'intérieur du joint (GOODMAN et DUBOIS (23), GHABOUSSI et al. (21)). Enfin, les perfectionnements les plus importants ont porté sur la prise en compte de la dilatance-contractance et de la dépendance fonctionnelle du comportement d'interface par rapport au chemin de sollicitation (HEUZE et BARBOUR (25), LEICHNITZ (28)). Toutes les publications de mécanique des sols incluant une simulation numérique de comportement d'interface par l'intermédiaire d'éléments joints utilisent des lois d'interface très simplifiées : citons DESAI (11), (12), (13), HOLLOWAY et al. (26), FRANK et al. (19). Nous avons nous-même réalisé des calculs de pieux par la méthode des éléments finis avec interface rigide-plastique — matériau de COULOMB — [BOULON et al. (2), (3), (4), (5), (33)] et nous avons constaté que ce modèle rend compte du comportement des pieux terrestres de fiche moyenne (# 20 m), mais ne peut simuler les essais de laboratoire (forte dilatance), ni le comportement des pieux des travaux en haute mer (forte contractance). Sur le plan pratique, nous avons testé plusieurs types de lois pour le sol, depuis l'élasticité linéaire jusqu'à une loi incrémentale octolinéaire (DARVE (9)) : l'influence de la loi du sol proprement dit reste peu importante.

2.1. Définitions et hypothèses

Nous désignons par interface la fine zone de sol siège de grands bouleversements de structure et de rupture de grains durant un cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol sollicitée axialement ; supposons avoir isolé cette zone ABCDA'B'C'D' (fig. 7) de masse volumique initiale γ_0 , en déformation plane parallèlement au plan (x, z), et en état de contrainte homogène par rapport à x et z. Une variable surmontée d'un point désignera dans la suite la dérivée temporelle de cette variable.

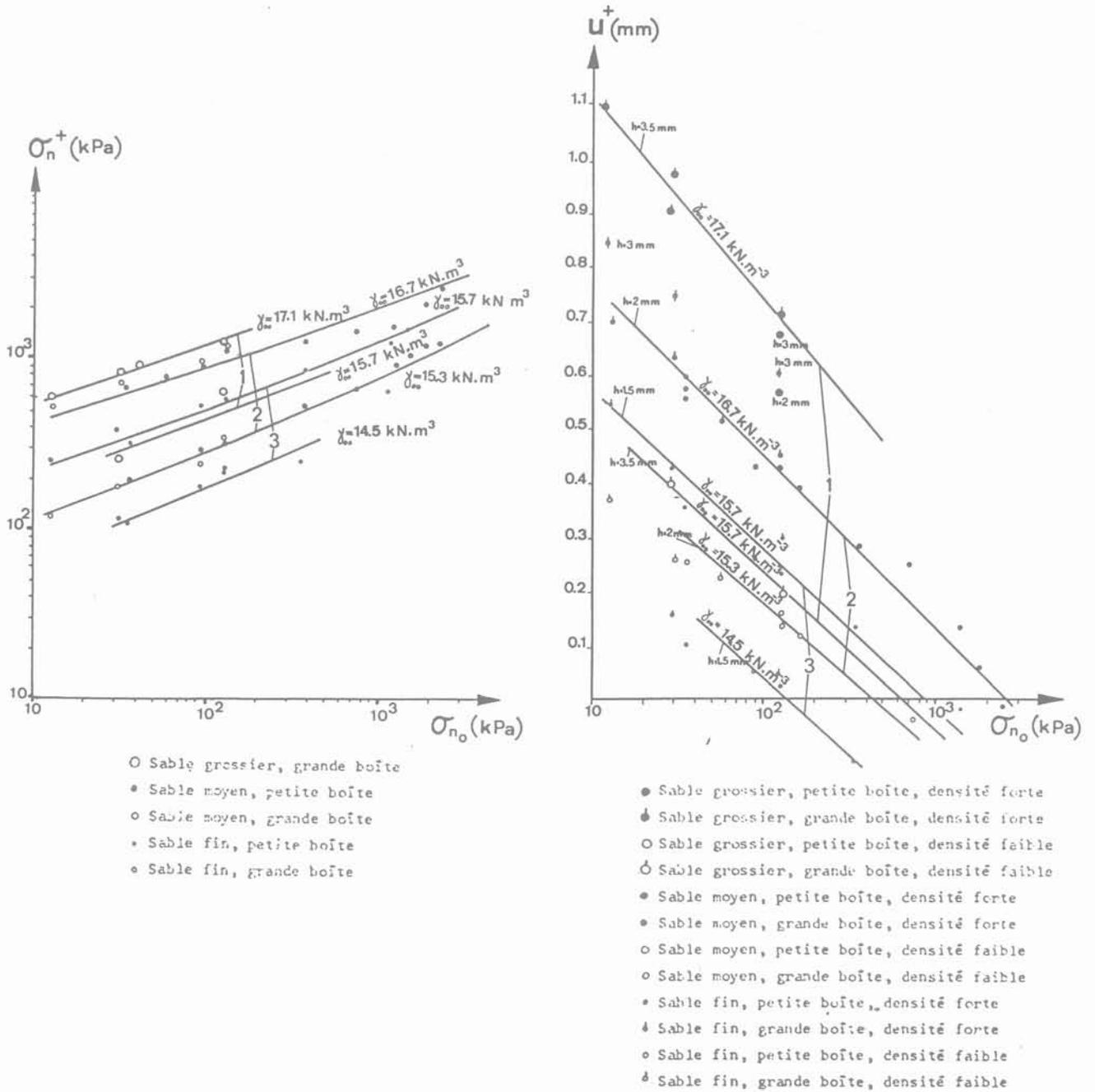


Fig. 5. — Influence de la taille des grains sur les paramètres u^+ (déplacement relatif normal maximum lors d'un essai à σ_n constante) et σ_n^+ (contrainte normale maxima lors d'un essai à volume constant).

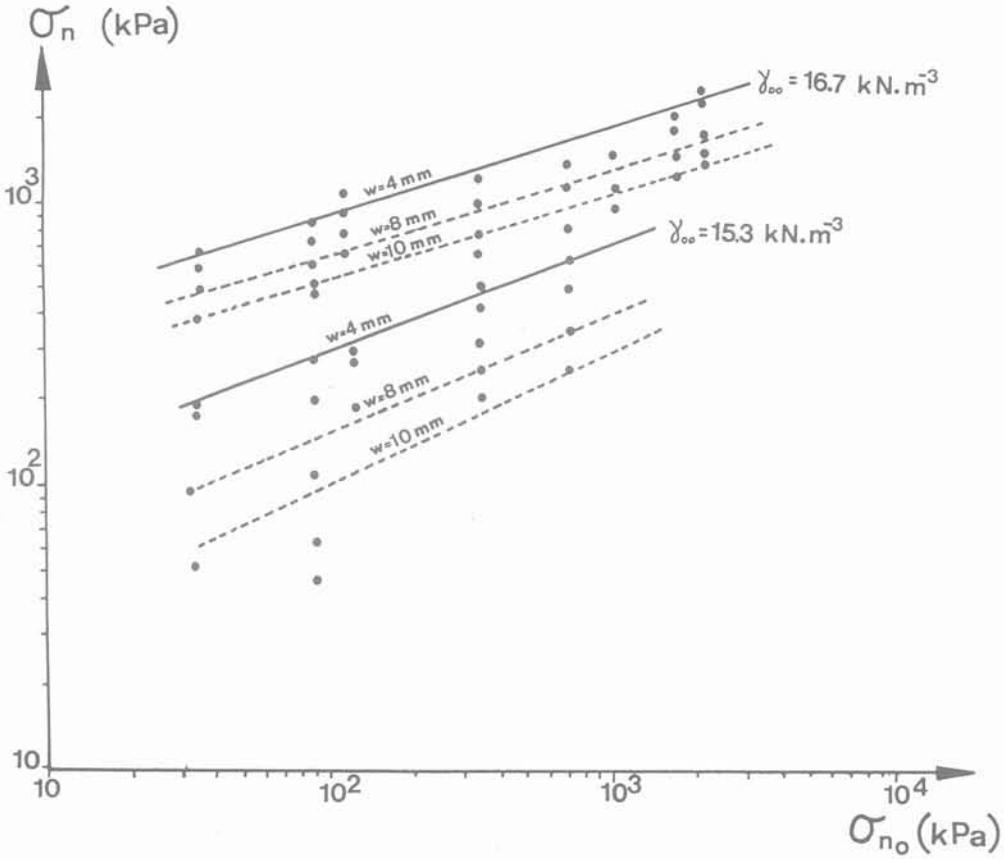


Fig. 6. — Cisaillement direct selon un chemin à volume constant sur sable d'Hostun n° 2 : σ_n ne tend pas vers une limite indépendante de σ_{n0} .

Soient :

$$\underline{u} = \begin{Bmatrix} w \\ u \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \underline{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix}$$

respectivement le vecteur déplacement relatif d'interface et le vecteur contrainte agissant sur l'interface (composantes écrites dans l'ordre z, x ; composante nulle sur y); le qualificatif « bidimensionnel » indique que $\underline{\sigma}, \underline{\hat{\sigma}}, \underline{u}$ et $\underline{\hat{u}}$ sont et restent coplanaires. $\underline{\sigma}$ est arbitrairement désigné comme sollicitation, et \underline{u} comme réponse. La loi d'interface complète est supposée être une relation fonctionnelle entre les diverses variables et leurs valeurs initiales :

$$\mathcal{F}(u, \sigma, u_0, \sigma_0, \gamma_0, \dots) = 0 \tag{3}$$

La dépendance directionnelle de la réponse est obtenue à travers l'expression d'une loi tangente, particulièrement adaptée aux calculs incrémentaux non linéaires. Le chemin tangent est donc repéré en variables réduites; on peut aussi dire qu'il est normé. On sup-

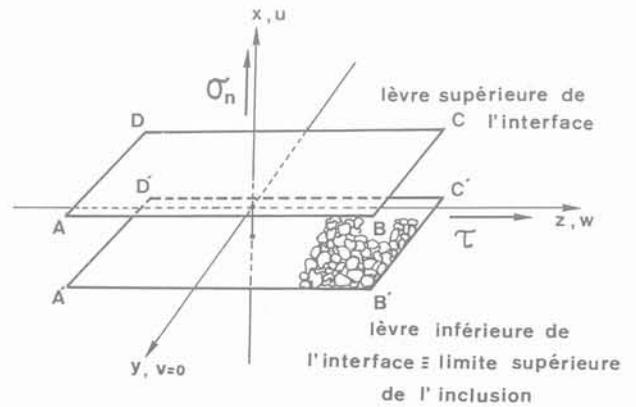


Fig. 7. — Interface; définition géométrique et définition des variables.

pose la loi tangente non visqueuse et homogène de degré 1 en vitesses de contraintes ; posons :

$$\dot{\sigma} = (\dot{\tau}^2 + \dot{\sigma}_n^2)^{1/2} \quad \dot{\sigma} \geq 0 \tag{4}$$

$$\xi = \frac{\dot{\tau}}{\dot{\sigma}} \quad -1 \leq \xi, \eta \leq 1 \tag{5}$$

$$\eta = \frac{\dot{\sigma}_n}{\dot{\sigma}} \quad \xi^2 + \eta^2 = 1$$

Le caractère homogène de degré 1 en $\dot{\sigma}$ rend en fait cette loi « indépendante » de la grandeur de $\dot{\sigma}$, c'est-à-dire que le chemin est défini par 1 paramètre (2 variables, ξ et η , liées par une relation). Dans ces conditions, une sollicitation tangente correspond à 1 point du cercle de rayon unité de l'espace (ξ, η) (fig. 8.).

2.2. Élément rhéologique d'interface

Nous cherchons une interpolation W_i sur les chemins élémentaires en nombre quelconque n :

sollicitation tangente élémentaire :

$$\left\{ \begin{matrix} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma}_n \end{matrix} \right\}_i = \left\{ \begin{matrix} \xi_i \\ \eta_i \end{matrix} \right\} \dot{\sigma} \quad i = (1, \dots, n)$$

réponse tangente élémentaire :

$$\left\{ \begin{matrix} \dot{w} \\ u \end{matrix} \right\}_i = \left\{ \begin{matrix} \lambda_i \\ \mu_i \end{matrix} \right\} \dot{\sigma} \quad i = (1, \dots, n)$$

chemin élémentaire n° i

(6)

telle que la réponse sur un chemin quelconque soit obtenue ainsi (fig. 8)

sollicitation tangente sur chemin quelconque :

$$\left\{ \begin{matrix} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma}_n \end{matrix} \right\} = \left\{ \begin{matrix} \xi \\ \eta \end{matrix} \right\} \dot{\sigma}$$

réponse tangente sur chemin quelconque :

$$\left\{ \begin{matrix} \dot{w} \\ u \end{matrix} \right\} = \sum_{i=1}^n W_i \left\{ \begin{matrix} \dot{w} \\ u \end{matrix} \right\}_i = \sum_{i=1}^n W_i \left\{ \begin{matrix} \lambda_i \\ \mu_i \end{matrix} \right\} \dot{\sigma} = \left\{ \begin{matrix} \lambda \\ \mu \end{matrix} \right\} \dot{\sigma} \tag{7}$$

La pondération W_i est définie par la proximité relative, en termes de distance angulaire, du chemin (ξ, η) par rapport aux divers chemins de base (ξ_i, η_i) (BOULON (6)) à partir des relations suivantes :

$$\sum_{i=1}^n W_i = 1$$

$$W_1 \alpha_1^x = W_2 \alpha_2^x = \dots = W_n \alpha_n^x \tag{8}$$

$$x \in \mathbb{R}^+$$

x caractérise la courbure des fonctions d'interpolation.

Cette interpolation est particulièrement intéressante dans la mesure où elle permet une évaluation facile de l'incertitude provenant des incertitudes expérimentales, ainsi qu'une étude simple de l'unicité de la réponse. Rappelons par ailleurs qu'elle « accepte » un nombre quelconque de chemins élémentaires.

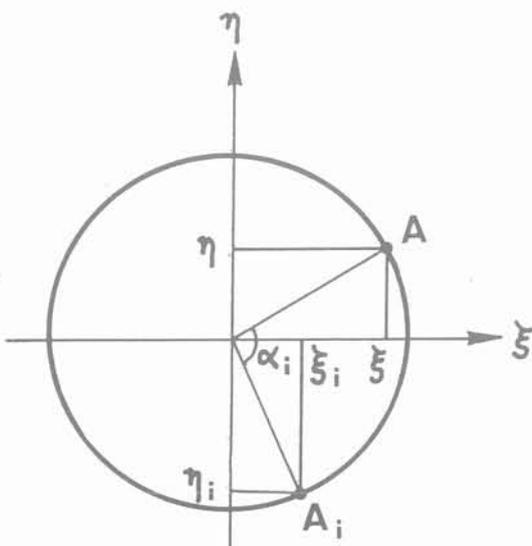


Fig. 8a. — Espace des sollicitations tangentes.

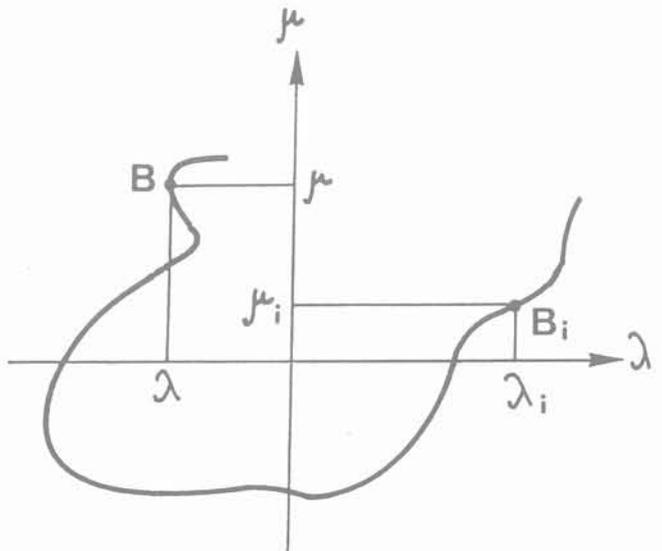


Fig. 8b. — Espace des réponses tangentes.

2.3. Identification

Nous supposons en première approximation que la mémoire du matériau peut être décrite par le poids volumique actuel au sein de l'interface ainsi que \underline{u} et $\underline{\sigma}$. Ceci est très schématique, puisque les paramètres tels que la granulométrie, la structure de l'assemblage des grains, ... interviennent également. Par ailleurs, l'essai utilisé est l'essai de cisaillement direct qui, à l'évidence, ne permet pas d'« isoler » un interface ; nous considérons toutefois que l'erreur systématique expérimentale reste faible, dans la mesure où un échantillon testé à la boîte de Casagrande est constitué d'une partie « active » (l'interface proprement dit) et d'une partie « inerte » fonctionnant à la manière d'un œdomètre (fig. 1). Nous négligeons donc la compressibilité œdométrique de la partie « inerte » de l'échantillon.

L'identification de la loi est réalisée à partir de chemins de cisaillement $a(\xi_i, \eta_i)$ fixes ou variables grâce à des tableaux de résultats, éventuellement approchés par des formules, du type :

$$(\lambda_i, \mu_i) = f(\xi_i, \eta_i, \gamma_o, w, u, \tau, \sigma_n) \tag{9}$$

Les chemins aisément accessibles à l'expérience de cisaillement sont :

— le chemin à volume constant ;

$$\begin{aligned} \lambda_u &= \frac{\partial \dot{w}}{\partial \tau} \cdot \xi_u + \frac{\partial \dot{w}}{\partial \sigma_n} \cdot \eta_u \\ \mu_u &= \frac{\partial \dot{u}}{\partial \tau} \cdot \xi_u + \frac{\partial \dot{u}}{\partial \sigma_n} \cdot \eta_u = 0 \end{aligned} \tag{10}$$

— le chemin à contrainte normale constante ;

$$\begin{aligned} \lambda_{\sigma_n} &= \frac{\partial \dot{w}}{\partial \tau} \cdot \xi_{\sigma_n} \\ \mu_{\sigma_n} &= \frac{\partial \dot{u}}{\partial \tau} \cdot \xi_{\sigma_n} \quad \eta_{\sigma_n} = 0 \end{aligned} \tag{11}$$

Les limites de validité du modèle découlent de la plage de valeurs encadrées par les variables d'identification $(\xi_i, \eta_i, \lambda_i, \mu_i, \gamma_o, \dots)$.

L'utilisation sous forme de loi rhéologique d'interface proprement dite nécessite une linéarisation au voisinage du chemin courant c , exprimée par (12), grâce au théorème d'Euler sur les fonctions homogènes (BOULON (6)) :

$$\begin{pmatrix} \dot{w} \\ \dot{u} \end{pmatrix}_c = \begin{bmatrix} \frac{\partial \dot{w}}{\partial \tau} & \frac{\partial \dot{w}}{\partial \sigma_n} \\ \frac{\partial \dot{u}}{\partial \tau} & \frac{\partial \dot{u}}{\partial \sigma_n} \end{bmatrix}_c \times \begin{pmatrix} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma}_n \end{pmatrix}_c \tag{12}$$

3. APPLICATION A LA PRÉVISION DU FROTTEMENT LATÉRAL

Deux types d'applications sont présentées ici, concernant le frottement latéral le long des pieux moulés. Le premier type est une simulation par la méthode des éléments finis de l'arrachement d'un pieu modèle de Laboratoire ; le second type est une application simplifiée des comportements d'interface à la prévision du coefficient K limite de pression des terres dans un matériau donné, par une simple intégration numérique de la loi d'interface sur un chemin de cisaillement précisé, sans la méthode des éléments finis.

3.1. Simulation du comportement d'un pieu modèle de Laboratoire par la méthode des éléments finis

Il s'agit de deux essais d'arrachement d'un pieu modèle de Laboratoire de diamètre égal à 5,5 cm dit « moulé » c'est-à-dire en fait installé avant déversement de sable dans son voisinage, dont le fût a été rendu rugueux par collage de grains de sable. Ce pieu a été équipé de capteurs permettant d'évaluer les contraintes de cisaillement mobilisées localement, ainsi que les contraintes normales (PUECH, FORAY et al. (31)). L'évolution du vecteur contrainte agissant sur le fût a été mesurée à une profondeur égale à 1,2 m (le pieu a une fiche de 1,6 m, la cuve a une profondeur de 2 m et un diamètre de 1,5 m).

Le modèle numérique est un modèle aux éléments finis en déplacements mis en œuvre à partir d'un principe des puissances virtuelles adapté à la résolution des problèmes de contact avec frottement (BOULON (6)) :

$$\left. \begin{aligned} & \int_{\Omega} \dot{\sigma}_{ij} \cdot \delta \dot{\epsilon}_{ij} \cdot dt \cdot d\Omega + \int_{I_{sg}} \dot{t}_{11} \cdot (\delta \dot{u}_{21} - \delta \dot{u}_{11}) \cdot dt \cdot d\Omega \\ & = \int_{\Omega} \dot{f}_i \cdot \delta \dot{u}_i \cdot dt \cdot d\Omega + \int_{\Gamma_{\sigma}} \dot{t}_i \cdot \delta \dot{u}_i \cdot dt \cdot d\Gamma \\ & + \int_{d\Gamma_{sg}} \dot{t}_{11} \cdot (\delta \dot{u}_{11} - \delta \dot{u}_{21}) \cdot d\Gamma \\ & \quad \forall \delta u_i \text{ c.a.} \end{aligned} \right\} \tag{13}$$

les quantités intervenant dans ce principe, écrit en vue d'un traitement incrémental, sont définies à la figure 9. Le problème est traité en axisymétrie.

La discrétisation spatiale du sol comporte quatre-vingt couples d'éléments triangulaires à trois nœuds et cent dix nœuds ; celle du pieu consiste en six éléments poutre soumis à un effort normal. Nous n'avons pas utilisé d'éléments joints, mais plutôt une approche par sous-structures permettant de contourner les obstacles purement numériques.

Les paramètres mécaniques adoptés pour le sol (élasticité non linéaire) et pour l'interface (voir § 2) sont répertoriés dans le tableau I ci-dessous.

Tableau 1 : Simulation numérique par la méthode des éléments finis ; paramètres mécaniques adoptés pour le sol et l'interface (sable d'Hostun n° 2 - pieu moulé).

	paramètres	densité forte	densité faible
sol (élasticité non linéaire), d'après LABANIEH (27)	pooids volumique (kN/m ³)	16,7	15,4
	E ₁₀₀ (MPa) : module de référence sous 100 kPa	53,5	30,2
	n : exposant caractéristique de variation des modules	0,6	0,6
	Ø : angle de frottement	45°	45°
	Ko coefficient de pression des terres au repos	0,43	0,43
	E _{p100} (MPa) : module pressiométrique calculé sous $\sigma_{v_0} = 100$ kPa	54	30,5
interface, d'après PLYTAS (30)	σ_{n_0} (kPa) : contrainte normale initiale	12,5	12,5
	u ⁺ (mm) : déplacement normal maximal à σ_n constante	0,70	0,30
	σ_n^+ (kPa) : contrainte normale maximale à volume constant	500	113
	δ : angle de frottement sol-pieu	39°	39°
	$\frac{d\tau}{dw}$ w = 0, $\sigma_n = \text{Cte}$ (kPa/mm)	120	39
	$\frac{d\tau}{dw}$ w = 0, V = Cte (kPa/mm)	120	28
	$\frac{du}{dw}$ w = 0, $\sigma_n = \text{Cte}$	-0,1	-0,1
	$\frac{d\sigma_n}{dw}$ w = 0, V = Cte (kPa/mm)	-20	-12

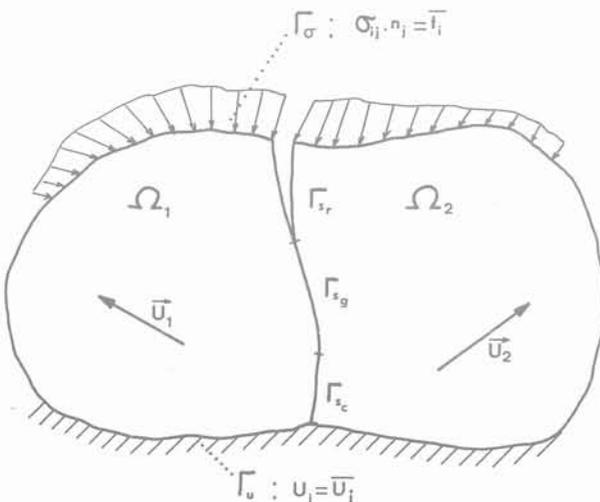


Fig. 9. — Principe des puissances virtuelles adapté à la résolution des problèmes de contact avec glissement relatif, d'après BOULON (6)

Les non-linéarités ont été résolues par la méthode classique des contraintes initiales ; quinze pas de chargement ont été nécessaires.

Les résultats numériques obtenus sont présentés aux figures 10 et 11, et comparés aux résultats expérimentaux correspondants. Les décroissances après pic n'étant pas modélisées dans notre loi d'interface, on aboutit à un palier parfait de K à 3,4 en densité forte (3,8 pour l'expérience) et 1,3 en densité faible (1,5 pour l'expérience). Les augmentations très importantes de contraintes ainsi enregistrées sont évidemment dues aux faibles contraintes normales initiales ($\neq 10$ kPa).

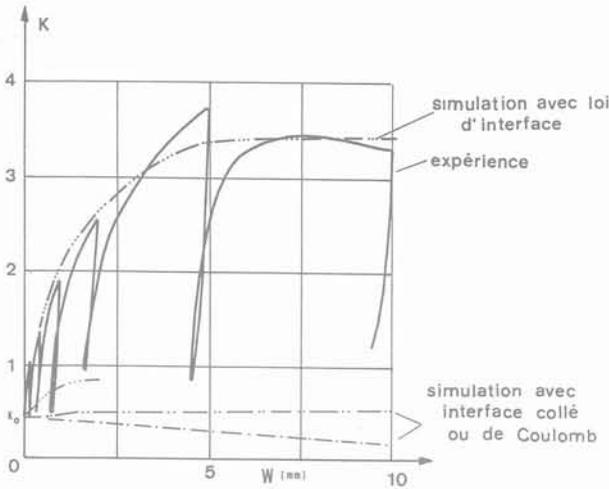


Fig. 10. — Essai d'arrachement de pieu modèle en cuve à sable (Hostun n° 2), expérience et simulation numérique. Densité forte; évolution de K à la profondeur z = 1,2 m.

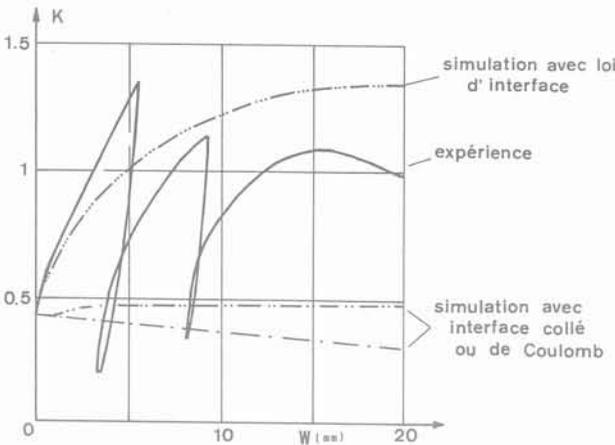


Fig. 11. — Essai d'arrachement de pieu modèle en cuve à sable (Hostun n° 2) expérience et simulation numérique. Densité faible; évolution de K à la profondeur z = 1,2 m.

t temps ; dt élément infinitésimal de temps.
 $\Omega_1 = \text{sol}$ $\Omega = \Omega_1 \cup \Omega_2$
 $\Omega_2 = \text{pieu}$
 $\Gamma_u = \Gamma_{u_1} \cup \Gamma_{u_2}$ frontière : conditions aux limites en déplacements : $\dot{u}_i = \dot{\bar{u}}_i$
 $\Gamma_\sigma = \Gamma_{\sigma_1} \cup \Gamma_{\sigma_2}$ frontière : conditions aux limites « en contraintes » : $\dot{t}_i = \dot{\sigma}_{ij} \cdot n_j = \dot{\bar{t}}_i$
 $\Gamma_S = \Gamma_{S_r} \cup \Gamma_{S_g} \cup \Gamma_{S_c}$ = interface entre Ω_1 et Ω_2
 Γ_{S_r} = partie de l'interface : contact rompu antérieurement au temps t
 Γ_{S_g} = partie de l'interface : contact glissant au temps t
 Γ_{S_c} = partie de l'interface : contact collé au temps t
 $\delta \dot{u}_i, \delta \dot{\varepsilon}_{ij}$ = champ de vitesse de déplacement virtuel cinématiquement admissible au temps t, champ de déformation associé.

σ_{ij} = champ de vitesse de contrainte réel au temps t
 f_i = champ de vitesse de forces de volume au temps t.

3.2. Prédiction du coefficient K_{lim} de pression des terres le long d'une inclusion « moulée »

3.2.1. Intérêt de l'essai de cisaillement à rigidité normale imposée

De même que la prédiction des tassements d'une fondation est couramment réalisée par simulation physique approchée du chemin suivi par un volume élémentaire de sol (méthode œdométrique, méthode triaxiale, ...), on peut imaginer que la simulation physique approchée du chemin suivi par un volume élémentaire d'interface conduira à une prédiction approchée du frottement latéral.

Nous nous limitons pour cela au cas d'une inclusion rigide « moulée » (voir 3.1) latéralement rigide, sollicitée axialement. Si une dilatance ou une contractance très localisée au voisinage de l'inclusion intervient, le sol situé au-delà de la fine zone de transition constituée par l'interface subit en première approximation une sollicitation pressiométrique, à laquelle vient s'ajouter un cisaillement simple dont le niveau décroît très rapidement avec la distance à partir du fût de l'inclusion (FRANK (18)). Si nous négligeons les variations de volume dues à ce cisaillement simple, nous parvenons ainsi à l'« image » d'un cisaillement direct entre l'inclusion et le sol réagissant comme s'il était sollicité par un pressiomètre.

Soient : R_o le rayon nominal de l'inclusion (fig. 12) ;
 e l'épaisseur initiale de l'interface ($e \ll R_o$) ;
 E_p le module pressiométrique du sol.

Après un déplacement relatif axial local w de l'inclusion par rapport au sol, soient : σ_n la contrainte normale locale, u la variation d'épaisseur de l'interface ($u \ll e$), entre l'état au repos (K_o) et un état correspondant au déplacement relatif tangentiel local w l'équilibre statique radial et la comptabilité cinématique s'écrivent :

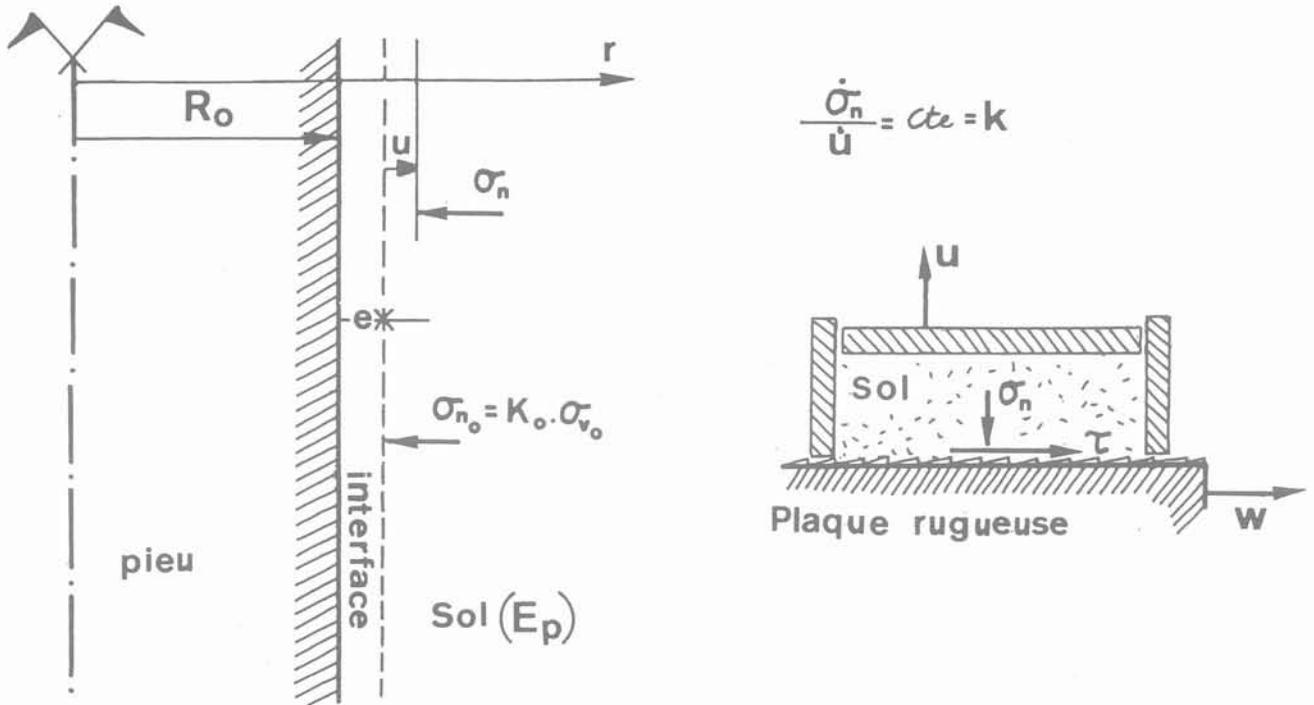
$$\frac{\sigma_n - \sigma_{n0}}{\frac{\Delta V}{V_o}} = E_p \tag{14}$$

avec $V_o = \pi (R_o + e)^2 \cdot \pi R_o^2$
 $\Delta V \approx 2\pi (R_o + e) u \approx 2\pi R_o u$

d'où $\frac{\sigma_n - \sigma_{n0}}{u} = \frac{2 \cdot E_p}{R_o}$ (15)

et en raison de la linéarité de la courbe pressiométrique dans la zone des petits déplacements radiaux,

$$\frac{\sigma_n}{u} = \frac{2 \cdot E_p}{R_o} \tag{16}$$



Rigidité latérale tangente du sol
situé au delà de l'interface

$$\frac{\dot{\sigma}_n}{\dot{u}} = \frac{2.E_p}{R_0} = k$$

Rigidité tangente imposée par
asservissement à l'échantillon

$$\frac{\dot{\sigma}_n}{\dot{u}} = k$$

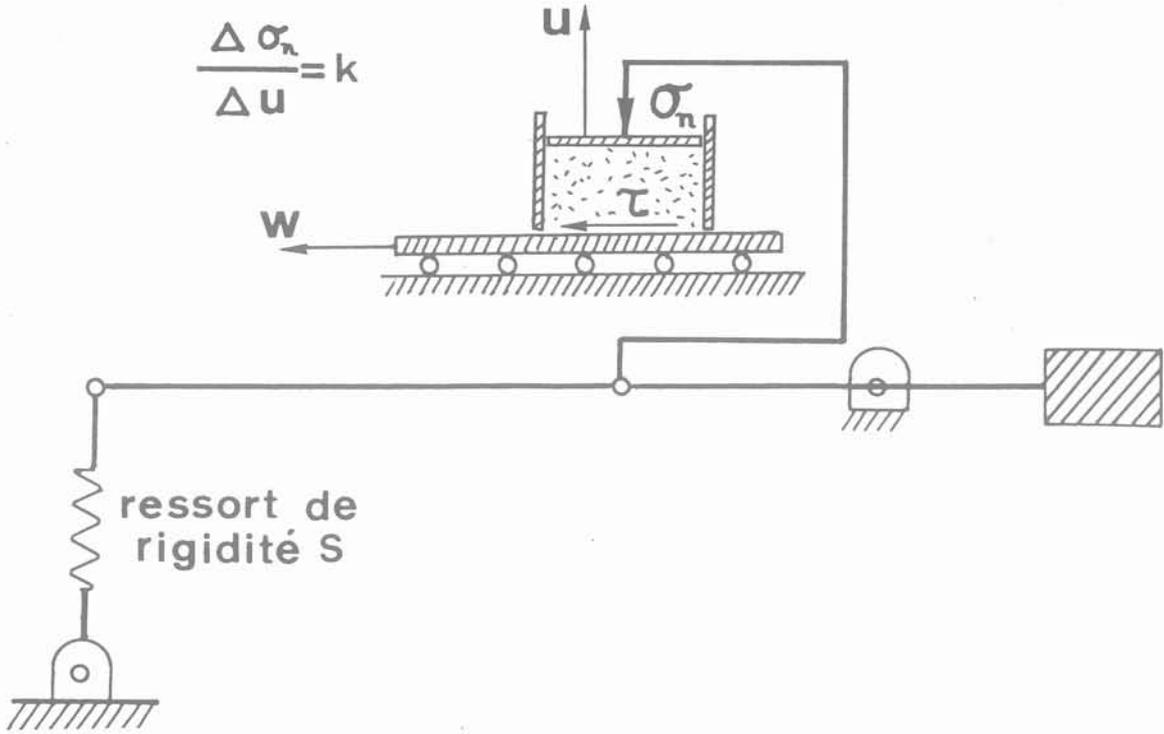
Fig. 12. — Analogie entre cisaillement localisé du sol le long d'une inclusion sollicitée axialement et cisaillement direct à rigidité normale imposée par asservissement en Laboratoire.

ce qui définit la rigidité latérale tangente imposée par le sol (situé à $r > R_0 + e + u$) à l'interface durant le cisaillement localisé. De tels chemins de cisaillement peuvent être simulés à partir de la loi d'interface proposée précédemment et peuvent être réalisés en Laboratoire au prix d'une petite modification de la boîte de cisaillement classique ; il suffit pour cela de remplacer le poids générateur de σ_n par un ressort de rigidité adéquate (fig. 13)

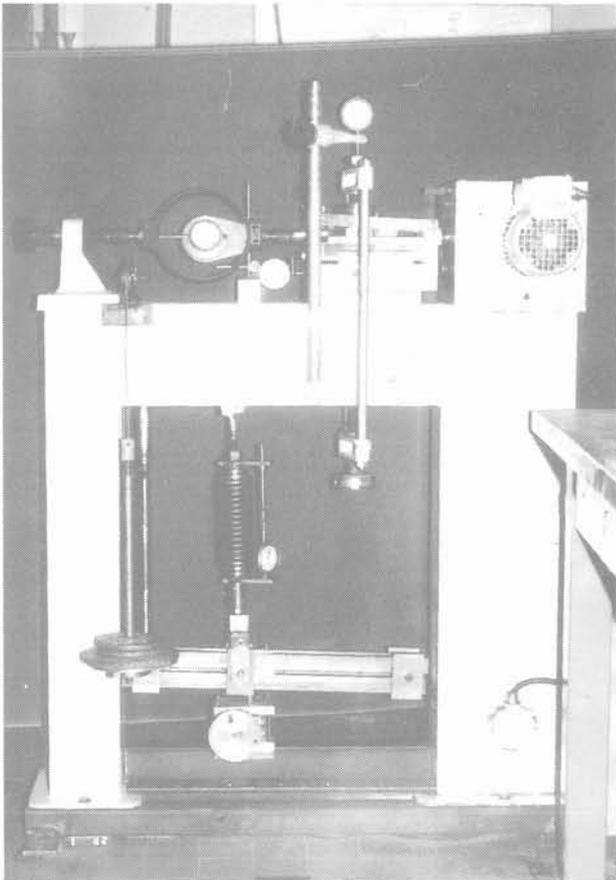
3.2.2. Simulation de chemins de cisaillement à rigidité normale imposée, vérifications expérimentales

Nous présentons ici trois intégrations numériques typiques de lois d'interface le long de chemins de cisaillement à rigidité imposée sur le sable n° 2. Ces résultats

ont été obtenus grâce à cent incréments de calcul correspondant chacun à un pas de déplacement tangentiel Δw de 0,04 mm. Le coefficient α caractéristique de l'interpolation a été pris égal à 1,1. Dans la mesure où les coordonnées ξ et η de la sollicitation ne sont pas connues à l'avance, des itérations sont nécessaires (PLYTAS (30)). L'incidence de la taille de la boîte ($\varnothing = 6$ cm ou $\varnothing = 10$ cm) apparaît nettement sur la figure 14, correspondant à $\gamma_0 = 16,70$ kN/m³ (densité forte), $\sigma_{n0} = 1061$ kPa (contrainte normale initiale forte) et $k = 800$ kPa/mm (rigidité faible). L'incidence d'une évaluation erronée de la densité initiale ($\gamma_0 \pm 2\%$) ainsi que de la hauteur de l'échantillon sont mises en évidence sur les figures 15 et 16. La comparaison des résultats des figures 15 et 16 montre également l'influence de la rigidité du sol environnant (c'est-à-dire du couple module pressiométrique, rayon de l'inclusion), puisque le cisaillement mobilisé est pratiquement doublé lorsque la rigidité est multipliée par 5. Les résultats expérimentaux figurant sur les figures 14, 15, 16 sont dus à VALIN (35).



a) Schéma de principe.



b) Photo de l'appareillage.

Fig. 13. — Appareillage de cisaillement direct à rigidité imposée.

3.2.3. Application à la prévision du coefficient K_{lim} de pression des terres

Nous avons exploité systématiquement les résultats de ces simulations quant aux paliers de σ_n et τ atteints en fin de cisaillement, d'où une prévision possible du coefficient K_{lim} de pression des terres à saturation du frottement, fonction des paramètres γ_o , σ_{no} et k . Au prix d'une hypothèse sur le coefficient K_o de pression des terres au repos, nous avons représenté K_{lim} en fonction de σ_{vo} (contrainte verticale initiale) et k , pour deux densités initiales données. C'est l'objet des figures 17a et b, correspondant respectivement à une densité forte et faible du sable d'Hostun n° 2. En plus des vérifications expérimentales possibles grâce aux essais de cisaillement à rigidité imposée de VALIN (35), nous avons comparé ces résultats à ceux de EISSAUTIER (14) obtenus lors d'arrachements de pieux modèles en chambre de calibration (ces essais ont d'ailleurs fourni des mesures de K_o). La concordance des trois types d'approche est bonne, sauf à densité faible et à contrainte normale élevée. Il semblerait que l'évaluation de la densité initiale dans ces conditions en chambre de calibration (après montée en pression de la cuve) soit sujette à discussion. De toutes manières, il est clair que K_{lim} décroît avec σ_{vo} , à rigidité k donnée ; de plus, la simulation numérique indique que K_{lim} pourrait même prendre des valeurs inférieures à K_o , pourvu que σ_{vo} soit suffisamment importante. Nous ne possédons que des vérifications expérimentales indirectes de ce résultat (BELOTTI et al. (10)), très plausible toutefois, qui apportent quelques éléments de réflexion sur le fonctionnement des pieux des travaux en haute mer, aussi bien que sur le problème de la mise en place par fonçage.

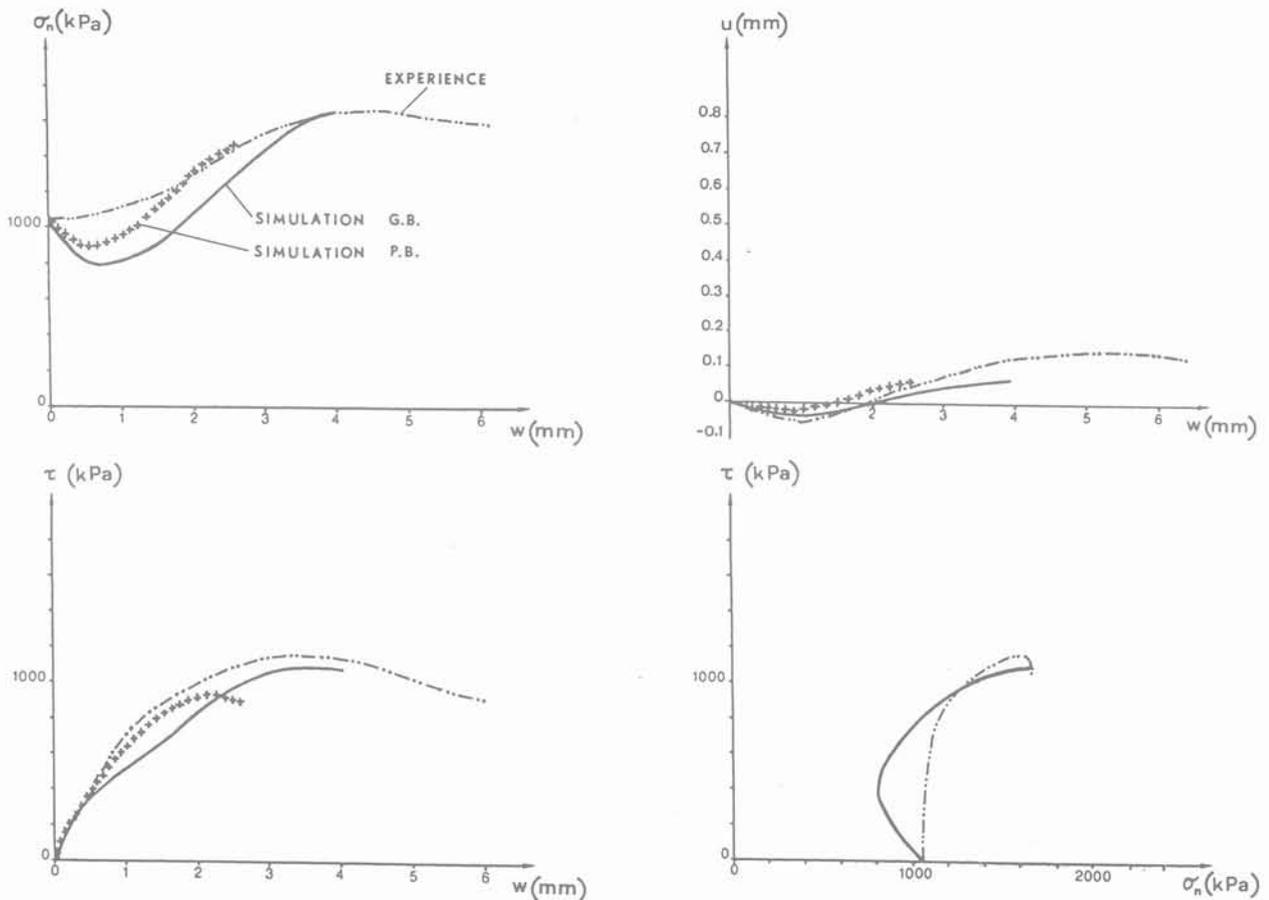


Fig. 14. — Chemin de cisaillement direct à rigidité imposée sur sable d'Hostun n° 2; $\gamma_o = 16,70 \text{ kN/m}^3$ (densité forte); $\sigma_{no} = 1061 \text{ kPa}$; $k = 800 \text{ kPa/mm}$ (rigidité faible). — Simulation numérique d'après PLYTAS (30) GB = Grande Boîte ($\varnothing = 10 \text{ cm}$) PB = Petite Boîte ($\varnothing = 6 \text{ cm}$) Essai d'après VALIN (35).

CONCLUSION

La bibliographie examinée, aussi bien que les essais et simulations présentés dans cette communication montrent que lorsqu'une inclusion ancrée dans le sol est sollicitée axialement, la contrainte normale à l'inclusion évolue durant le chargement; cette évolution peut être considérée comme une conséquence du couplage entre phénomènes tangentiels et normaux lors du cisaillement localisé au sein d'une fine couche de transition, désignée comme interface sol-inclusion. L'évolution des contraintes normales est peu importante le long des pieux courants de longueur moyenne, mais est manifeste le long des tirants ancrés à faible profondeur (dilatance) ainsi que le long des pieux très longs (contractance). Compte tenu de ce qui précède, on conçoit que l'essai de cisaillement direct classique, à contrainte normale constante ne puisse fournir tous les éléments de calcul du frottement latéral le long des inclusions moulées. Par contre, l'essai de cisaillement à rigidité normale imposée nous paraît plus adapté à cette prévision, en tant que synthèse des propriétés au cisaillement de la fine couche de sol au contact du pieu, et des propriétés de compressibilité du reste du sol. De nombreuses connaissances relatives aux interfaces sol-inclusions manquent encore, notamment en ce qui concerne les sols fins, les sols calcaires et la pré-

vision du frottement latéral le long des inclusions foncées et battues. Enfin, il nous paraît important de relativiser, mais aussi de dégager la signification des essais de Laboratoire et de leur simulation numérique: les essais de Laboratoire ne sont pas des modèles réduits, c'est-à-dire qu'il n'est pas possible de prévoir le comportement d'ouvrages réels à partir de ces essais et des règles de la similitude. Par contre, ce sont des essais de petite taille dont les paramètres sont généralement mieux contrôlés qu'in situ. A partir de l'instant où les mécanismes élémentaires sont établis pour des niveaux de contraintes couvrant le domaine relatif aux ouvrages réels, savoir simuler le comportement d'ouvrages de Laboratoire équivaut à savoir faire des calculs prévisionnels d'ouvrages réels, pourvu que les mesures indispensables existent.

BIBLIOGRAPHIE

1. R. BELLOTTI, G. BIZZI, V. GHIONNA, M. JAMIOLKOWSKI, S. MARCHETTI, E. PASQUALINI, *Preliminary calibration tests of electrical cone and flat dilatometer in sand, design parameters in geotechnical engineering*, B.G.S., London, 1979, vol. 2.

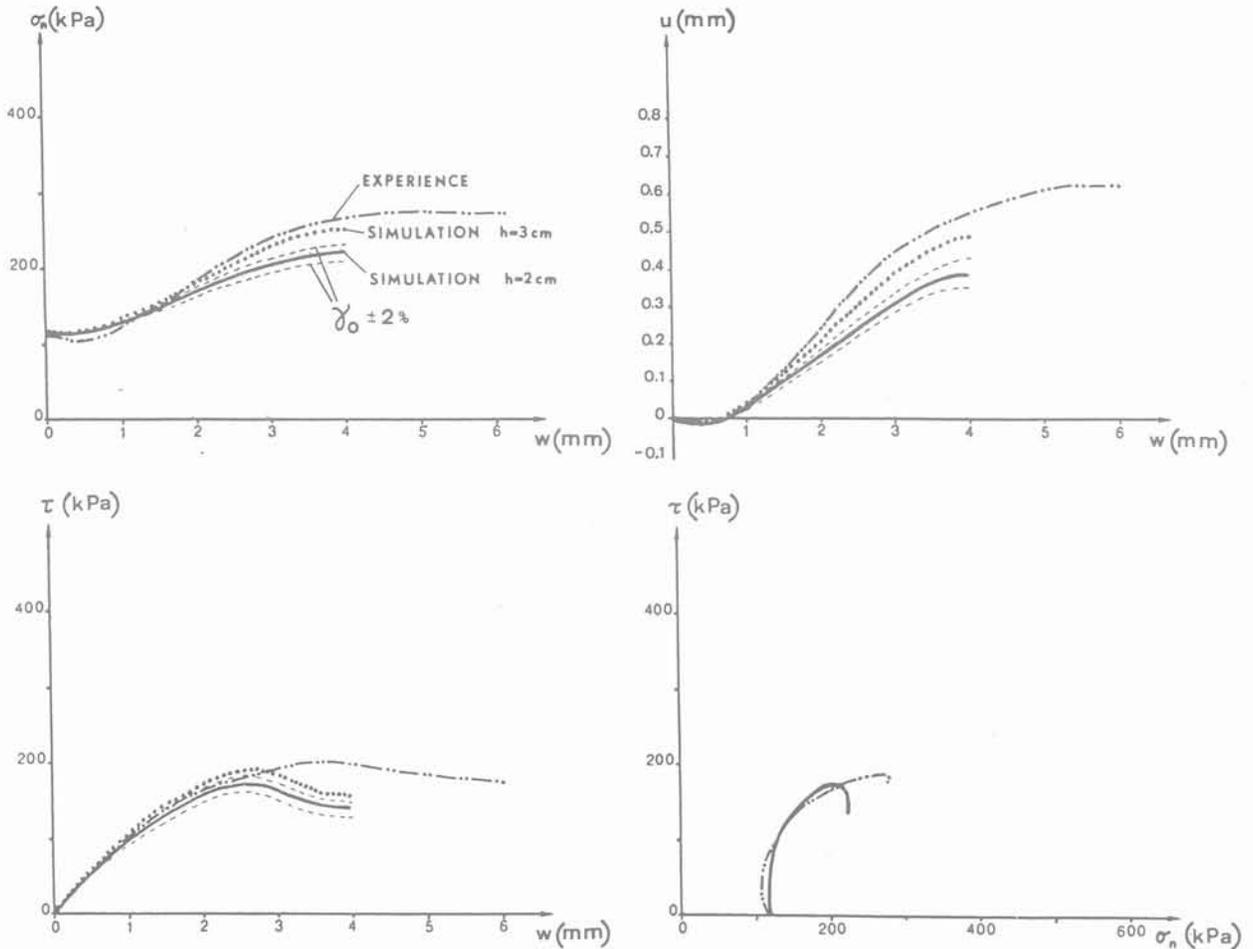


Fig. 15. — Chemin de cisaillement direct à rigidité imposée, sur sable d'Hostun n° 2; $\gamma_0 = 16,90\text{ kN/m}^3$ (densité forte), $\sigma_{n0} = 122\text{ kPa}$; $k = 266,7\text{ kPa/mm}$ (rigidité faible). Simulation numérique d'après PLYTAS (30) $h = 3\text{ cm}$; $h = 2\text{ cm}$; Essai d'après VALIN (35).

2. M. BOULON, R. CHAMBON, F. DARVE, P. FORAY, F. MORELOT, A. PUECH, A. ZINEBI, *Tassements et force portante des pieux en milieu pulvérulent*, Congrès Européen de Mécanique des sols, Vienne, Autriche, 1976.
3. M. BOULON, F. DARVE, J. DESRUES, P. FORAY, *Soil structure coupling, nonlinear rheological relationships and boundary conditions in soil mechanics*, Int. Journal for Computers and Structures, vol. 9, pp. 293-303, 1978.
4. M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY, M. FORGUE, *Numerical model for foundation under cyclic loading, application to piles*, Int. Symposium on soils under cyclic and transient loading, Swansea, U.K., 1980.
5. M. BOULON, A. PUECH, *Simulation numérique du comportement des pieux sous chargement axial cyclique*. Revue Française de Géotechnique, n° 26, juin 1984.
6. M. BOULON, *Simulation numérique du comportement des pieux chargés axialement*, thèse de Doctorat ès sciences, Université de Grenoble, à paraître, 1986.
7. M. BOULON, P. FORAY, C. PLYTAS, *Soil-structure interface behaviour and skin friction*, Geotechnique symposium; in print. The Engineering Application of Direct and Simple Shear Testing, à paraître, 1986.
8. H.M. COYLE, R.R. CASTELLO, *New design correlations for piles in sand*, Journ. of the Geotechnical Engineering division, A.S.C.E., vol. 107, G.T.7, pp. 965-985, 1981.
9. F. DARVE, *Une formulation incrémentale des lois rhéologiques, application aux sols*, thèse de Doctorat ès sciences, Université de Grenoble, 1978.
10. A.G. DAVIS, C. PLUMELLE, *Comportement des tirants d'ancrage dans un sable fin*, Revue Française de Géotechnique, n° 10, 1979.
11. C.S. DESAI, *Numerical design analysis for piles in sand*, Journal of the Geotechnical Engineering division, A.S.C.E., G.T.6, vol. 100, pp. 613-635, 1974.
12. DESAI, *Behaviour of interfaces between structural and geologic media*, Int. Conf. on recent advan-

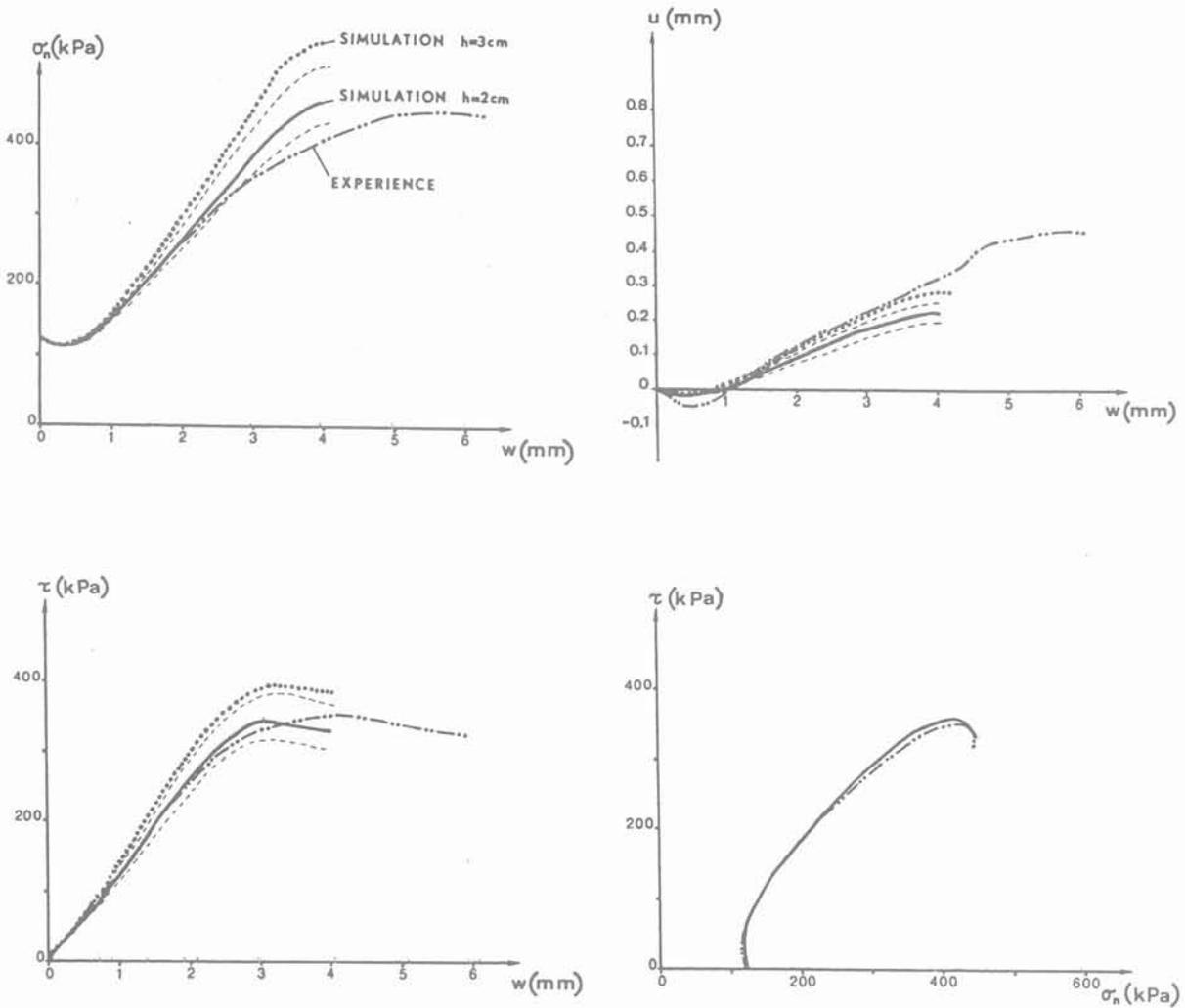


Fig. 16. — Chemin de cisaillement direct à rigidité imposée, sur sable d'Hostun n° 2; $\gamma_o = 16,8 \text{ kN/m}^3$ (densité forte), $\sigma_{no} = 122 \text{ kPa}$; $k = 1600 \text{ kPa/mm}$ (rigidité forte). Simulation numérique d'après PLYTAS (30) $h = 3 \text{ cm}$; $h = 2 \text{ cm}$; Essai d'après VALIN (35).

- ces in Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics, Saint-Louis, U.S.A., 1981.
13. C.S. DESAI, *Constitutive Modelling and soil-structure interaction, Numerical Methods in Geomechanics*, ed. by J.B. MARTINS, proc. of the NATO advanced study Institute, Vimeiro, Portugal, 1981, pp. 103-143, Reidel publishing Company, Dordrecht, 1982.
 14. M. EISSAUTIER, *Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent; essais en chambre de Calibration*, Thèse de 3^e cycle, Université Scientifique et Médicale, Grenoble, et Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, 1986.
 15. J. FEDA, *Skin friction of piles*, Congrès Européen de Mécanique des sols, Vienne, 1976, pp. 423-428.
 16. J. FEDA, *Mechanics of particulate materials. The principles*. Elsevier ed. Amsterdam, 1982.
 17. E. FLAVIGNY, P. FORAY, F. DARVE, *Prediction of undrained behaviour of sands*, discussion A.S.C.E., G.T.9, vol. 105, September 1979.
 18. R. FRANK, *Étude théorique du comportement des pieux sous charge verticale: introduction de la dilatance*, Thèse de Docteur Ingénieur, université Paris VI, 1974.
 19. R. FRANK, A. GUENOT, P. HUMBERT, *Numerical analysis of contacts in geomechanics*, proc. of the fourth Int. Conf. on numerical methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, 1982.
 20. J.C. GABAIX, M. BUSTAMANTE, D. GOUVENOT, *Essais de pieux scellés par injection sous pression*, Annales de l'I.T.B.T.P., série sols et fondations, n° 331, septembre 1975.
 21. J. GHABOUSSI, E.L. WILSON, J. ISENBERG, *Finite element for rock joints and interfaces*, Journ. of the soil mechanics and foundations division, A.S.C.E., S.M.10, vol. 99, pp. 833-848, 1973.
 22. R.E. GOODMAN, R.L. TAYLOR, T.L. BREKKE, *A model for the mechanics of jointed rock*, Journ. of the soil mechanics and foundations division, A.S.C.E., S.M.3, vol. 94, pp. 637-659, 1968.

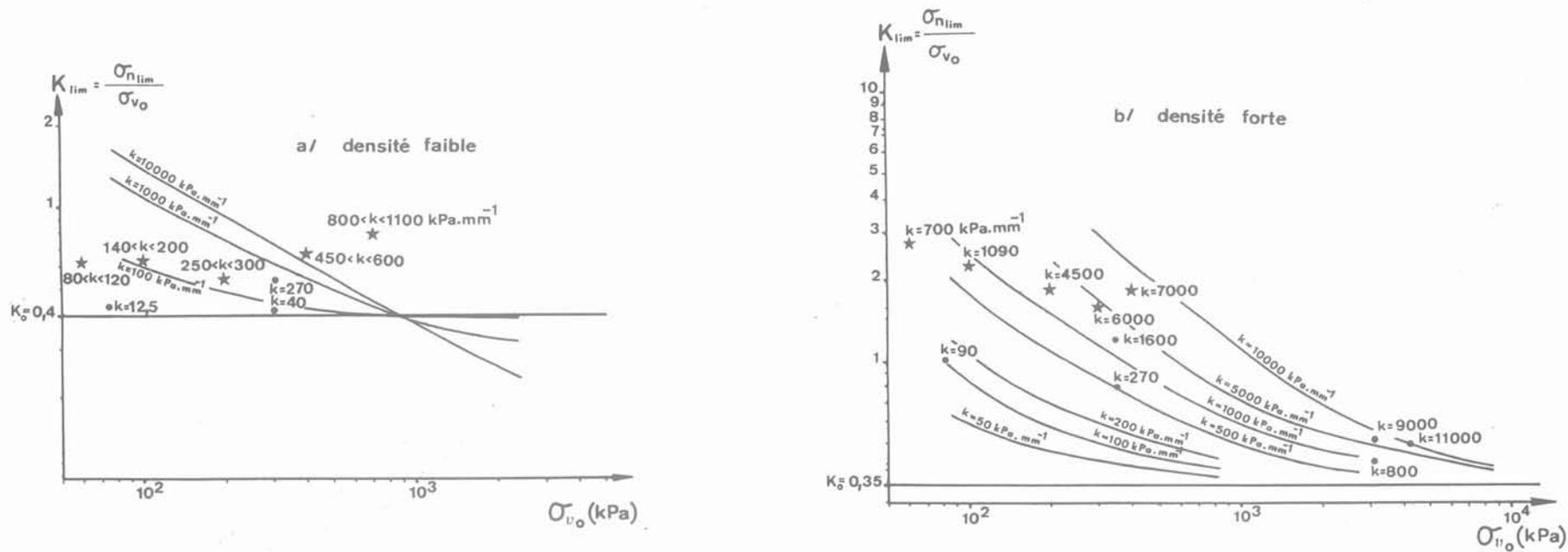


Fig. 17. — Coefficient de pression K en fonction de la contrainte verticale initiale σ_{v0} et de la rigidité du milieu environnant $k = \frac{2.E_p}{R_0}$; simulation d'après PLYTAS (30);
 • Essais d'après VALIN (35); ★ Essais d'après EISSAUTIER (14).

23. R.E. GOODMAN, J. DUBOIS, *Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks*, Journ. of the soil mechanics and foundations division, A.S.C.E., S.M.4, vol. 98, pp. 399-422, 1972.
24. F.E. HEUZE, R.E. GOODMAN, A. BORNSTEIN, *Numerical analysis of deformability tests in jointed rock - "joint perturbation and no tension"*, finite element solutions, Rock mechanics, n° 3, pp. 13-24, 1971.
25. F.E. HEUZE, T.G. BARBOUR, *New models for rock joints and interfaces*, Journal of the Geotechnical Engineering division, A.S.C.E., G.T.5, vol. 108, pp. 757-776, 1982.
26. D.M. HOLLOWAY, G. WAYNE CLOUGH, A.S. VESIC, *The mechanics of pile soil interaction in cohesionless soils*, research report, Duke University, Durham, 1975.
27. S. LABANIEH, *Modélisations non linéaires de la rhéologie des sables et applications*, Thèse de Doctorat ès sciences, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, Institut National Polytechnique de Grenoble, novembre 1984.
28. W. LEICHNITZ, *Mechanische Eigenschaften von Felstrenn-flächen in direkten Scherversuch*, Dissertation, Karlsruhe, 1981.
29. H. OSTERMAYER, F. SCHEELE, *Research on ground anchors in non-cohesive soils*, Revue Française de Géotechnique, n° 3, 1978.
30. C. PLYTAS, *Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires-structures; application à la prévision du frottement latéral des pieux*. Thèse de Docteur Ingénieur, Université Scientifique et Médicale de Grenoble, octobre 1985.
31. A. PUECH, P. FORAY, M. BOULON, J. DESRUES, *Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives - premiers résultats*, Congrès Européen de Mécanique des sols, Brighton, septembre 1979.
32. A. PUECH, *Basic data for the design of tension piles in silty Soils*. III^d Conf. on the behaviour of offshore structures, Boston, U.S.A., 1982.
33. A. PUECH, M. BOULON, Y. MEIMON, *Behaviour of tension piles: field data and numerical modelling*, second Int. Conf. on numerical methods in offshore piling, Austin, U.S.A., 1982.
34. F. SCHLOSSER, A. GUILLOUX, *Le frottement dans le renforcement des sols*, Revue Française de Géotechnique, n° 16, août 1981.
35. M. VALIN, *Étude expérimentale des interfaces sol-pieu : essais de cisaillement direct à rigidité imposée*. Mémoire de DEA, Institut National Polytechnique, Grenoble, septembre 1985.
36. E. WERNICK, *Stresses and strains on the surface of anchors*, Revue Française de Géotechnique, n° 3, 1978.
37. Y. YOSHIMI, T. KISHIDA, *A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces*, Geotechnical Testing Journal G.T.J.O.D.J., vol. 4, n° 4, December 1981, pp. 145-152.
38. O.C. ZIENKIEWICZ, B. BEST, C. DULLAGE, K.G. STAGG, *Analysis of non linear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock systems*, Proc. of the 2nd cong. of the Int. Soc. for Rock Mechanics, Belgrade, Yugoslavia, 1970.

le phicomètre : essai de cisaillement direct in situ

the phicometer : in situ direct shear test

G. PHILIPPONNAT

Directeur technique de SOPENA S.A.*

Résumé

L'article décrit un nouvel appareil : le phicomètre.

Cet appareil permet de mesurer in situ les caractéristiques mécaniques φ et C des sols par cisaillement rectiligne.

L'appareil comporte une sonde gonflable munie de coquilles métalliques. Cette sonde est introduite dans un forage de petit diamètre (60 à 64 mm). Les coquilles présentent des indentations qui pénètrent dans le terrain sous la pression latérale. On mesure la résistance au cisaillement du sol en exerçant un effort d'arrachement vertical progressif.

Des paliers successifs sont réalisés avec des pressions latérales croissantes.

Actuellement, l'essai est du type non consolidé rapide. Outre la description de l'appareil et du mode opératoire, sont présentés les résultats comparatifs avec des essais de cisaillement rectiligne en laboratoire sur une argile, un sable argileux et un sable pur.

Les résultats obtenus sur un remblai 0/150 mm dont la granulométrie interdit tout prélèvement intact sont également décrits.

Les avantages de cet appareil sont d'une part la possibilité de réaliser des essais sur des sols non ou difficilement prélevables et d'autre part le faible coût de ces essais.

Abstract

This article describes a new apparatus : the phicometer.

This apparatus permits to measure the mechanical characteristics of soils — φ and C — by in situ direct shear test.

The apparatus includes an inflatable probe equipped with metallic shells. The probe is inserted in a boring of small diameter (60 to 64 mm). The shells present indentations which penetrate the soil under lateral pressure. The soil shear strength is measured by application of a progressive vertical traction.

Successive bearings are realized with increasing lateral pressures.

At the moment the test is of the quick unconsolidated type. In addition to the description of the instrument and the way to use it, the comparative results with direct shear test in laboratory on clay, clayey sand and pure sand are described.

The results obtained on a fill 0/150 mm whose grain size distribution forbids any undisturbed sample are also described.

The advantages of this apparatus are the possibility to realize tests on soils where undisturbed samples can't be taken and the very low cost of tests.

* 5, rue Vincent-Chevard, B.P. 169, 28003 CHARTRES CEDEX.

1. INTRODUCTION

L'angle de frottement interne et la cohésion des sols sont deux paramètres fondamentaux pour le géomécanicien.

A l'exception de la cohésion non drainée des argiles molles, ces paramètres ne peuvent être actuellement mesurés directement et d'une façon courante qu'en laboratoire (C.P. WROTH 1984).

On peut estimer que la majorité des sols et des roches altérées ne peut faire l'objet d'essais représentatifs en laboratoire du fait que le sol est imprélevable ou trop grossier ou encore trop sensible au remaniement pendant les manipulations en laboratoire. C'est dire combien le géomécanicien est souvent obligé de se limiter à une simple estimation de ces caractéristiques essentielles.

Différentes tentatives ont été faites dans le passé pour mesurer l'angle de frottement interne et la cohésion in situ.

Il convient de citer notamment :

- le Rhéotest du Professeur BIAREZ (J. COSTE et G. SANGLERAT, 1975),
- le Pressioscissomètre MAZIER (G. MAZIER, 1971),
- le Vane-test canadien (G. FILLIAT, 1981).

Ces trois appareils sont basés sur le même principe inspiré du scissomètre, à savoir :

- dilatation d'ailettes verticales dans le sol à l'aide d'une cellule gonflable sous pression contrôlée, pression qui correspond à la contrainte normale à la surface de cisaillement,
- application de l'effort de cisaillement par rotation des ailettes autour d'un axe vertical.

D'après les publications référencées ci-dessus et les dires de personnes ayant travaillé sur les deux premiers appareils cités, les résultats obtenus avec ces appareils étaient techniquement très intéressants. Malheureusement leur emploi est resté confidentiel.

2. PRINCIPES GÉNÉRAUX

Pour la mise au point de l'appareil, nous nous sommes attachés à respecter les principes suivants :

1. Réaliser un essai simple et peu coûteux.
2. Construire un appareil robuste et purement mécanique.
3. Effectuer les essais dans un forage de même diamètre que les essais pressiométriques.
4. Mettre au point un mode opératoire précis et facilement assimilable.

5. Réaliser un grand nombre d'essais dans le cadre d'une recherche expérimentale portant :

- a) sur des essais comparatifs avec des essais de laboratoire,
- b) sur des essais sur des sols imprélevables.

Cette recherche expérimentale est en cours grâce à l'aide financière de l'A.N.V.A.R. et grâce également à des maîtres d'ouvrages qui ont bien voulu s'intéresser à cet essai. Parmi ces derniers, nous citerons notamment le Centre d'Études des Réseaux des Transports de l'E.D.F. et la S.N.C.F.

3. PRINCIPE DU PHICOMÈTRE

L'appareil a été appelé phicomètre pour rappeler qu'il mesure l'angle de frottement interne φ et la cohésion des sols in situ.

Actuellement les essais sont du type non-consolidé-rapide. Afin de bien identifier la façon dont les caractéristiques de cisaillement sont mesurées on leur attribue les symboles φ_i et c_i .

4. PRINCIPE DE L'ESSAI

Le principe de l'essai est représenté sur la figure 1.

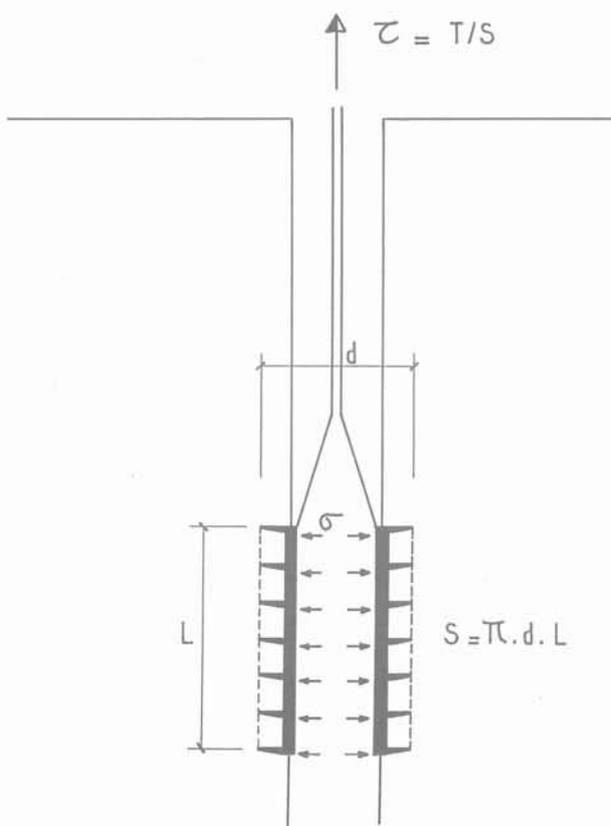


Fig. 1. — Principe de l'essai.

On commence par exercer sur des coquilles métalliques rigides munies d'indentations horizontales une pression normale σ .

Les coquilles sont conçues pour pouvoir se dilater afin que les dents pénètrent dans le sol environnant.

La contrainte σ s'exerce donc sur la surface circonscrite S , telle que :

$$S = \pi.d.l$$

avec :

d = diamètre extérieur des dents.

l = longueur de la sonde de mesure.

Ensuite un effort d'arrachement à vitesse contrôlée est appliqué à partir de la surface du sol. L'effort limite mobilisable T sous la contrainte σ donne la contrainte de cisaillement correspondante :

$$\tau = T/S$$

On relève ainsi un certain nombre de couples : $\{\tau_i, \sigma_i\}$ par paliers de pressions croissantes successifs.

G. MAZIER (1971) a montré qu'avec une sonde dilatable, on pouvait opérer par paliers successifs au même emplacement. Du fait de la dilatation on cisaille à chaque fois une nouvelle surface. Cette possibilité présente un avantage considérable tant pour la simplicité de l'essai que pour l'homogénéité des résultats.

5. DESCRIPTION DE L'APPAREIL (figure 2)

L'appareil comprend 3 organes :

- la sonde phicométrique,
- un organe de liaison,
- un appareillage de surface.

La sonde phicométrique (figure 3) est constituée par des coquilles métalliques de 230 mm de longueur et 58 mm de diamètre extérieur initial. La surface de frottement est variable pendant l'essai mais reste voisine de 500 cm².

Le système de rappel est constitué par des lames d'acier comme dans un tube lanterne. A l'intérieur des coquilles est située une sonde gonflable monocellulaire.

L'organe de liaison comprend :

- des tiges type wagon-drill de 1 pouce 1/4,
- une tubulure reliant la sonde gonflable à l'appareillage de surface.

L'appareillage de surface comprend :

1. Un contrôleur pression-volume permettant de connaître le volume de la sonde et la pression appliquée aux coquilles.

2. Une plaque d'appui sur le sol.

SCHEMA DU PHICOMETRE

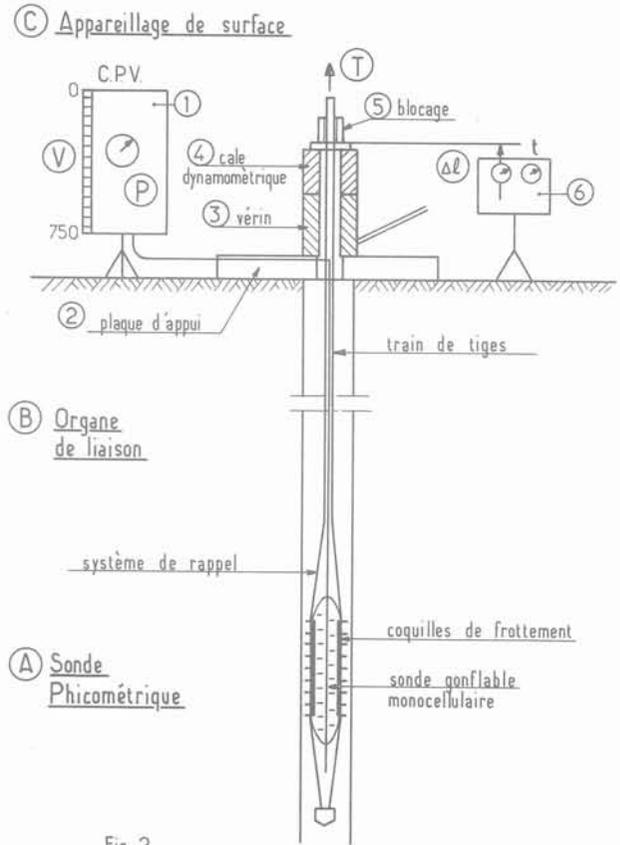


Fig. 2

Fig. 2. — Schéma du phicomètre.

3. Un vérin creux permettant d'exercer l'effort d'arrachement.

4. Une cale dynamométrique permettant de mesurer l'effort T d'arrachement.

5. Un système de blocage de l'ensemble.

6. Un cadencemètre constitué lui-même d'un compa-
rateur et d'un chronomètre gradué en 30 secondes
pour un tour.

Pendant la phase de cisaillement, le vérin est actionné de façon à conserver les deux aiguilles du chronomètre et du cadencemètre parallèles. De cette façon, la vitesse de cisaillement est constante et de 2 mm par minute.

La figure 4 montre le dispositif de surface.

La mise au point mécanique du phicomètre a été réalisée par la Société A.P.A.G.E.O.*

* A.P.A.G.E.O. - 59, rue de Rambouillet, 78460 CHEVREUSE.

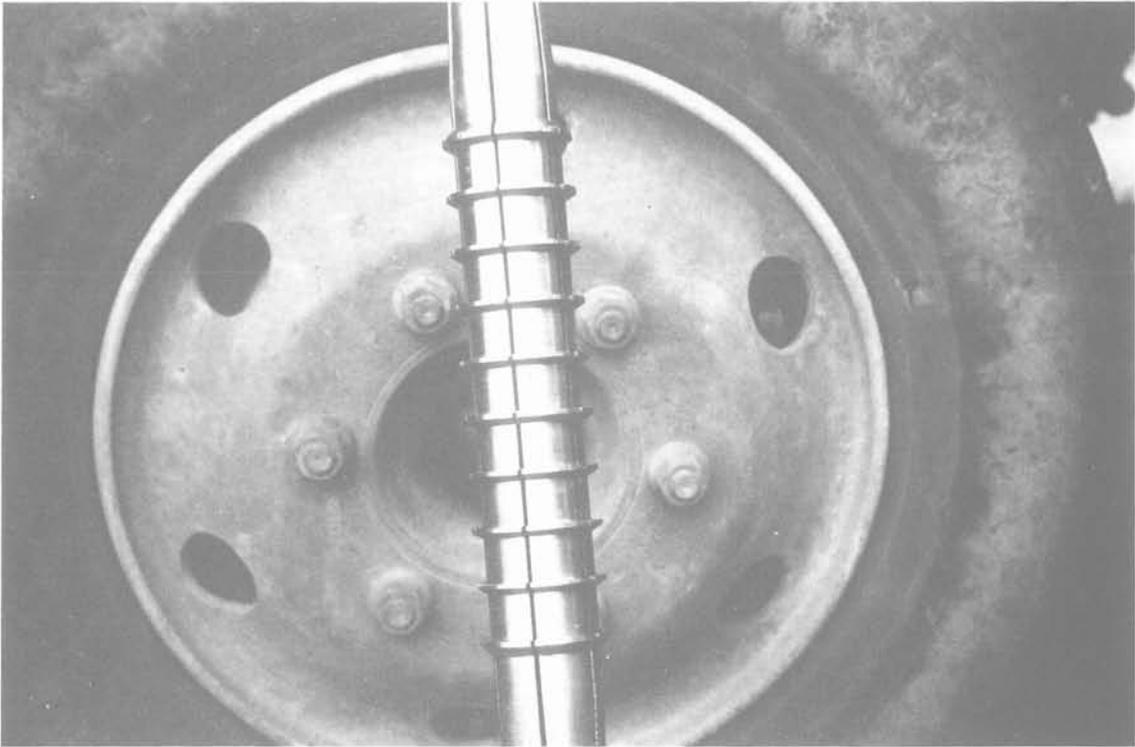


Fig. 3. — Phicomètre. Vue des coquilles dilatables.



Fig. 4. — Phicomètre. Vue d'ensemble de l'appareillage de surface.

6. MODE OPÉRATOIRE

Un mode opératoire extrêmement détaillé et précis a été établi afin d'assurer la bonne réalisation des essais et leur fidélité. Nous ne décrivons pas en détail ce mode opératoire mais nous allons présenter les phases successives du déroulement des essais.

Phase 1 : étalonnage :

Ayant disposé la sonde à l'air libre à côté du sondage, celle-ci est mise en pression en mesurant par paliers la pression nécessaire pour la dilater ainsi que le diamètre externe correspondant. On obtient donc deux courbes (figure 5).

$$p_e = f(v) \text{ et } d = f(v)$$

avec p_e = pression d'étalonnage.

La première courbe permet d'apporter les corrections nécessaires à la mesure de la pression normale pour tenir compte de la raideur de la sonde ; la seconde courbe permet de connaître à chaque instant la surface S de contact.

Phase 2 : mise en contact des coquilles et pénétration des dents :

Dans cette phase encore préliminaire, le contact est réalisé par incréments de pression successifs en mesurant sous chaque palier les volumes de la sonde au bout de 15 s, 30 s et 1 mn comme dans l'essai pressiométrique.

La figure 6 représente une feuille d'essai. Dans la partie supérieure de cette feuille intitulée « 1 mise en contact », sont portées dans la colonne pression, la pression lue au manomètre du contrôleur pression-volume p_M exprimée en 10^5 Pa ainsi que la pression p_z corrigée du poids de la colonne d'eau entre la sonde au moment de l'étalonnage et la position de la sonde pendant l'essai.

En reportant les volumes au bout d'une minute en fonction des pressions p_z sur le graphique situé à droite du tableau précédent, on peut aisément vérifier que le sol est bien mis en pression d'une façon notable par le décollement des points figuratifs correspondants par rapport à la courbe d'étalonnage.

Il est alors possible de passer à la phase suivante qui est la phase de mesures proprement dite.

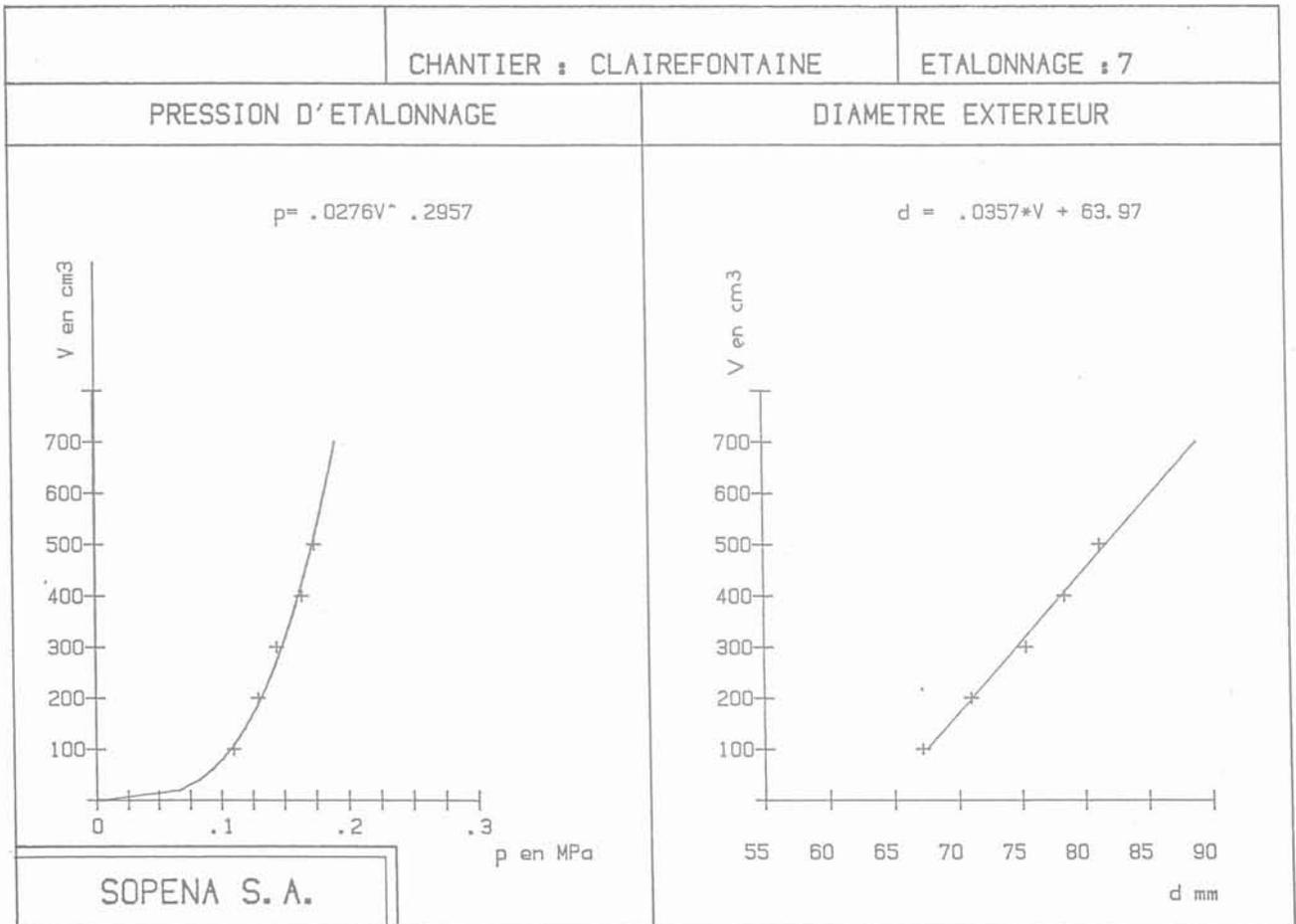


Fig. 5. — Étalonnage de la sonde.

SOPENA S.A. | ESSAI AU PHICOMETRE

Essai n° : _____

Chantier : Phantres

Sondage : S4

Date : 23-12-85

Heure : 9h30

Ho : 0,50

Sonde n° : 2

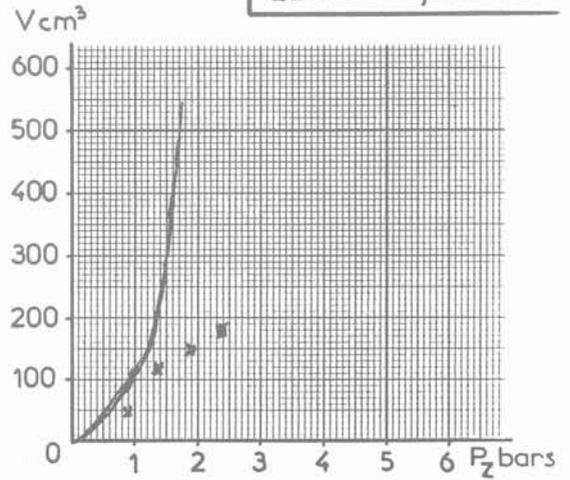
Etalonnage n° : _____

Prof. essai : 3,00

I mise en contact

Qz : 0,35

Pression	V	ΔV	Pression	V	ΔV
P _M 0,5	40		P _M 2,0	170	
	46			173	
P _Z 0,85	48		P _Z 2,35	175	
P _M 1,0	110		P _M		
	112				
P _Z 1,35	114		P _Z		
P _M 1,5	143		P _M		
	145				
P _Z 1,85	146		P _Z		



II Paliers de mesure

N°	P _M	Δl	T	Palier	P _M	Δl	T	Palier	P _M	Δl	T		
①	2,0	1	210	VD	15" 271	30" 273	1' 274	VD	366	368	370		
		2	320									22	1200
		3	380									23	1290
		4	390									24	1350
		5	390									25	1380
		6	390									26	1380
		VF:	217									VF:	296
VD	15" 234	30" 236	1' 236	VD	308	309	311	VD	405	408	411		
②	2,5	7	510	VD	30" 271	30" 273	1' 274	VD	366	368	370		
		8	510									27	1600
		9	530									28	1730
		10	530									29	1800
		11	530									30	1800
												31	1820
												32	1820
VF:	257	VF:	332	VF:	440								

Observations :

Fig. 6. — Feuille d'essai.

Phase 3 : mesures par paliers successifs :

Réalisation du premier palier :

Le premier palier correspond au dernier de la phase précédente, c'est-à-dire à une pression au manomètre de 200 kPa sur notre exemple.

Pendant toute la réalisation du palier, la pression est maintenue constante au manomètre, c'est-à-dire pour ce palier-ci : 200 kPa. On commence ensuite à exercer l'effort d'arrachement à la vitesse de 2 mm par minute et l'on relève l'effort T sur la cale dynamométrique toutes les 30 secondes. L'essai est poursuivi soit jusqu'à une quasi-stabilisation de l'effort T, soit jusqu'à un déplacement maximal de 9 mm pour ce premier palier. Le volume de la sonde appelé volume final VF est alors lu, soit sur la figure 6 : 217 cm³.

Pour la réalisation des paliers suivants, on procède comme suit :

a) Montée à la pression désirée, par exemple 450 kPa pour le 5^e palier, mesures des volumes lus au bout de 15 s, 30 s et 1 mn avant de commencer l'arrachement ; soit sur la feuille pour le 5^e palier, respectivement 366, 368 et 370 cm³.

D'où obtention d'un premier fluage que nous appellerons le « fluage initial » qui est égal ici à VD (1 mn) - VD (30 s), c'est-à-dire 2 cm³.

b) Ensuite application de l'effort d'arrachement comme précédemment, avec toujours relevés des efforts T toutes les 30 s jusqu'à soit une quasi-stabilisation de l'effort T, soit un déplacement maximal de 7 mm.

c) Mesure du volume en fin de palier de cisaillement que l'on appelle le volume final VF, ici VF = 387 cm³.

On peut alors définir un deuxième fluage que nous appellerons fluage de cisaillement qui est égal à VF - VD (1 mn), soit ici 17 cm³.

Il est réalisé en général entre cinq et huit paliers de cisaillement. Il a été établi une procédure extrêmement précise pour le choix des incréments de pression entre chaque palier ceci en fonction de la pression limite du sol testé.

Le déplacement vertical total pour la réalisation d'un essai est en général de 30 à 50 mm.

Phase 4 : dépouillement :

Pour chaque palier la contrainte normale σ appliquée au sol correspond à la pression corrigée avec les mêmes corrections que pour l'essai pressiométrique. On peut écrire $\sigma = pc$.

Par ailleurs, la contrainte de cisaillement correspondante τ est donnée par la formule $\tau = T/S(V)$.

T étant l'effort maximal d'arrachement mobilisé au cours du palier correspondant.

Phase 5 : présentation des résultats :

Les résultats sont présentés sous forme de plusieurs courbes.

La courbe intrinsèque avec les valeurs correspondantes de ϕ_i et c_i et d'autre part des deux courbes de fluage VD (1 mn) - VD (30 s) : fluage initial et VF - VD (1 mn) : fluage de cisaillement.

Ce dernier fluage, nous allons le voir, joue un rôle important dans la compréhension de l'essai.

Une courbe donnant l'évolution du volume en fonction de la pression corrigée pendant tout le déroulement de l'essai est également présentée. Cette courbe ayant moins d'importance n'a pas été reproduite afin de simplifier la lecture des figures.

7. EXEMPLE DE RÉSULTATS

La figure 7 montre le résultat d'un essai réalisé dans le sable de Fontainebleau. La figure du haut représente la courbe intrinsèque du sol. La courbe du bas en traits épais représente le fluage de cisaillement.

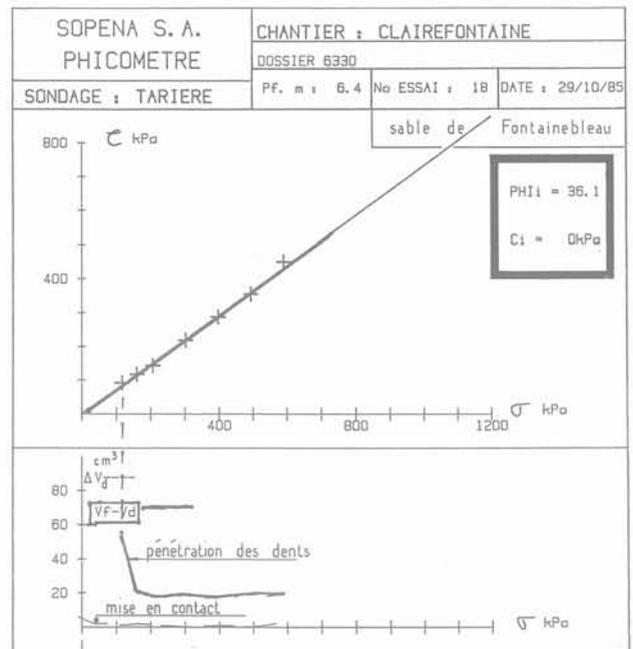


Fig. 7. — Résultat d'un essai sur un sable.

Cet essai appelle deux remarques :

a) Un très important fluage de cisaillement apparaît au cours du premier palier. Ce fluage est attribué à la pénétration complète des dents dans le sol.

b) Il a pu être réalisé sept paliers et les points s'alignent d'une façon assez remarquable, ce qui permet d'ajuster la courbe intrinsèque avec une grande précision.

La figure 8 représente les résultats d'un essai dans un sable argileux. On constate que :

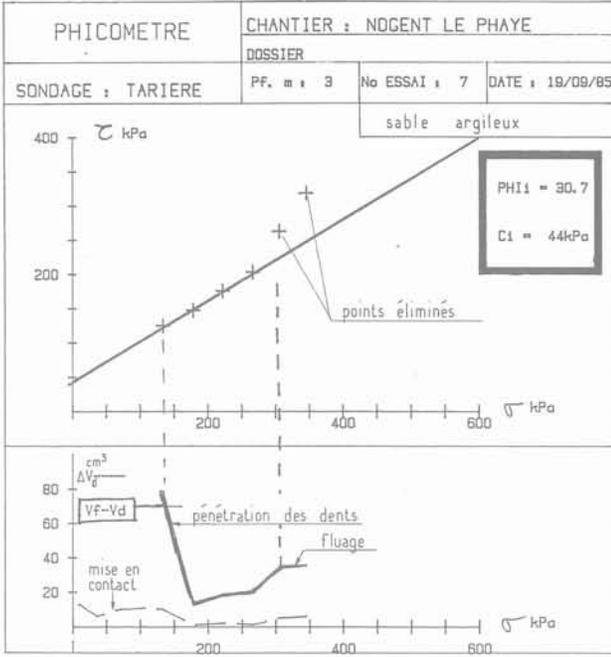


Fig. 8. — Résultat d'un essai sur un sable argileux.

a) Le fluage de cisaillement est encore très important au cours du premier palier, toujours attribué à la pénétration des dents.

b) Au cours des derniers paliers de cisaillement, le fluage de cisaillement redevient relativement important et que consécutivement deux points se situent sensiblement au-dessus de la courbe intrinsèque.

La figure 9 représente les résultats d'un essai dans une argile. On constate :

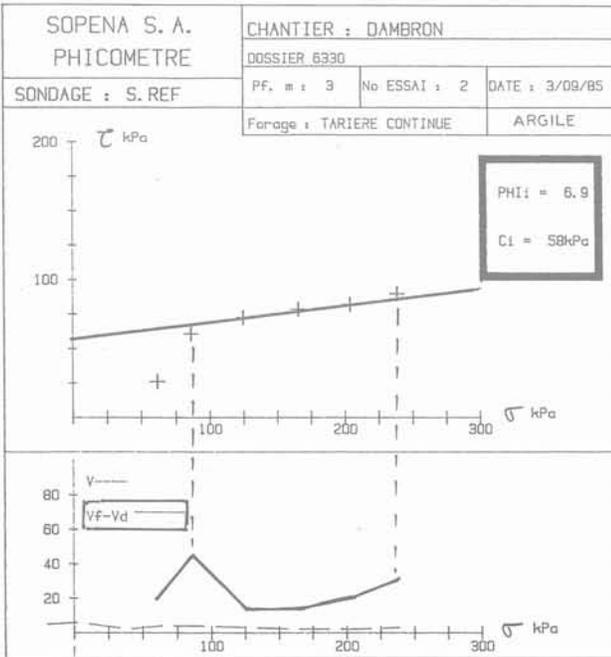


Fig. 9. — Résultat d'un essai sur une argile.

a) Une pénétration tardive des dents, le fluage ne s'est effectué que sous le deuxième palier, bien entendu les premières valeurs de τ sont sous-estimées et sont à éliminer pour l'interprétation.

b) Un début de fluage au dernier palier auquel correspond une contrainte de cisaillement légèrement trop élevée.

8. ALLURE GÉNÉRALE DE L'ESSAI

Les exemples précédents n'ont pas été choisis au hasard. L'examen de l'ensemble des essais réalisés à ce jour, nous conduit à décrire l'allure générale de l'essai comme suit :

Si un grand nombre de paliers sont réalisés depuis une contrainte normale faible, jusqu'à des contraintes entraînant un important fluage de cisaillement, on observe (figure 10) :

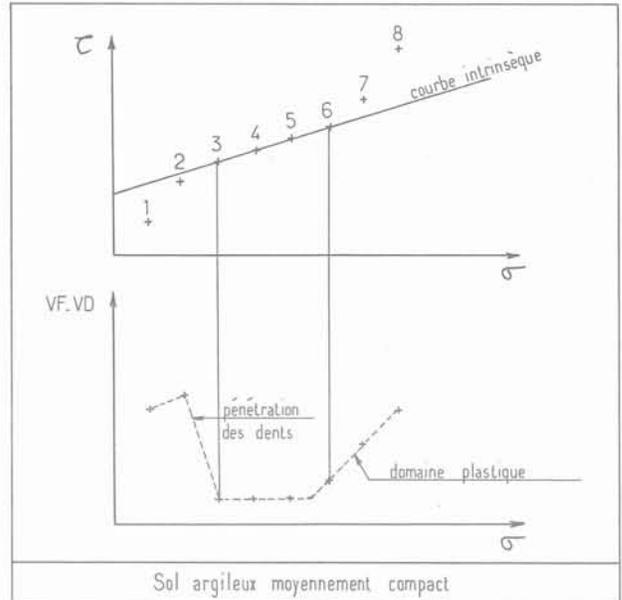


Fig. 10. — Allure des paliers de cisaillement.

1. Que sous les premiers paliers les valeurs de τ sont sous-estimées.

2. Que sous les derniers paliers, les valeurs sont généralement surestimées dans les sols à comportement argileux. Cependant ceci n'est pas une règle générale et notamment dans les sols à comportement granulaire, les valeurs de τ sont souvent correctes et bien alignées, même lorsque le fluage de cisaillement devient sensible.

Cette anomalie est attribuée provisoirement à une mise en butée du sol par la partie supérieure de la sonde lorsque son diamètre devient sensiblement plus grand que celui du forage. Ces observations sont très utiles pour la conduite et le dépouillement des essais.

3. En ce qui concerne le déplacement maximum sous chaque palier de cisaillement, on constate que dans les sols présentant normalement un radoucissement le pic n'est pratiquement jamais observé au cours de l'essai « in situ ».

P. HABIB (1984) a montré qu'il existait un effet d'échelle dans la boîte de cisaillement comme dans l'essai triaxial et indique que la progression de la rupture dans une boîte très grande donnerait un effort de résistance moyen qui éliminerait le pic ; c'est exactement ce que nous avons observé.

On peut considérer que la résistance mesurée ici est une *résistance de palier* à ne pas confondre avec la résistance résiduelle qui intervient après des déplacements beaucoup plus importants.

Dans les sols qui présentent de l'écroutissage, on a les mêmes allures de courbe au phicomètre et en laboratoire, et il est, comme en laboratoire, nécessaire de définir conventionnellement la valeur de la résistance à la rupture.

On sait (HABIB 1985) que les déplacements nécessaires pour mobiliser la résistance de pic sont de 3 à 5 mm tant dans les sables que dans les argiles.

A titre comparatif, il est intéressant de noter que l'allure de la courbe de la mobilisation du frottement latéral entre un pieu et un sol est similaire et que le frottement

limite est pratiquement atteint pour un déplacement de 3 à 5 mm (G. PHILIPPONNAT, 1979, p. 319).

En définitive, un déplacement de 7 mm nous semble une bonne valeur pour s'assurer que le maximum a été atteint ou dépassé dans le cas des sols rigides ou que la résistance mesurée peut être considérée comme une résistance conventionnelle de palier pour les sols écroutissables.

Par ailleurs, la figure 11 montre l'état de la sonde après un essai dans le sable de Fontainebleau. D'une façon générale, et à l'exception des sols très grossiers, lorsque la sonde est remontée sans trop de heurts, l'espace entre les dents est rempli par les matériaux cisailés.

9. ESSAIS COMPARATIFS

Des essais comparatifs entre le phicomètre et des essais classiques de cisaillement non consolidé rapide en laboratoire ont été réalisés sur une argile marneuse, un sable argileux, et un sable propre.

Afin de ne pas multiplier les paramètres, ils ont tous été effectués dans les conditions suivantes :

- site sans nappe phréatique,
- forages exécutés à la tarière hélicoïdale continue.



Fig. 11. — État de la sonde après essai dans un sable argileux.

9.1. Essais comparatifs dans une argile marneuse

Les essais ont été réalisés à l'emplacement d'un poste de transformation de l'E.D.F. situé à Dambron (28).

Le sol est constitué sur 4 mètres d'épaisseur par une argile marneuse tertiaire très plastique dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Limites d'Atterberg : $w_l = 70 \%$ $I_p = 40$
- Teneur en eau naturelle : $w = 29 \%$
- Inférieurs à 80 microns : 97%
- Pression limite : $p_l = 0,6 \text{ à } 0,8 \text{ MPa}$

Des essais comparatifs ont été réalisés à 1,80 et 3 m de profondeur. Les échantillons intacts pour les essais de cisaillement en laboratoire ont été prélevés par fonçage d'un carottier double à paroi mince.

Le tableau I montre les résultats obtenus :

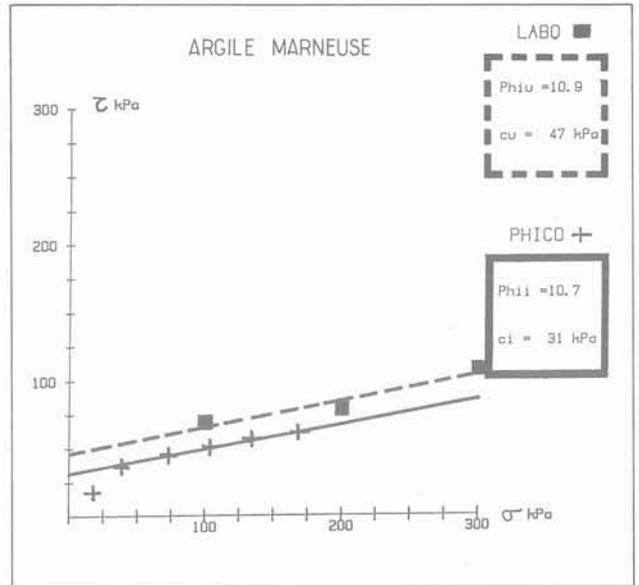


Fig. 12. — Dambron. Essai à 1,80 m de profondeur.

Tableau I. — Argile marneuse : essais comparatifs.

Profondeur en mètre	PHICOMÈTRE		LABORATOIRE			
	φ_i degré	c_i kPa	OCTOBRE 1985		AVRIL 1985	
			φ_u degré	c_u kPa	φ_u degré	c_u kPa
1,80	10,7	31	10,9	47	3,1	50
3,00	10,0* 6,4**	48* 59**	14,2	47	8,3	58

* 1^{re} interprétation.
** 2^e interprétation.

Dans ce tableau on a reporté les essais de laboratoire réalisés en même temps que les essais au phicomètre en octobre 85 et également les résultats d'essais réalisés en avril 85, au moment de l'étude générale du poste. En ce qui concerne l'essai phicométrique à 3 m de profondeur, nous avons donné la première interprétation faite au moment des essais, et la deuxième interprétation qui tient compte des commentaires du paragraphe 8.

Une première constatation peut être faite : l'ordre de grandeur des résultats est comparable.

Sur les figures 12 et 13, sont reportés les points figuratifs des deux types d'essais in situ et en laboratoire. Il apparaît qu'ici, le phicomètre donne une résistance au cisaillement légèrement plus faible que les essais de laboratoire.

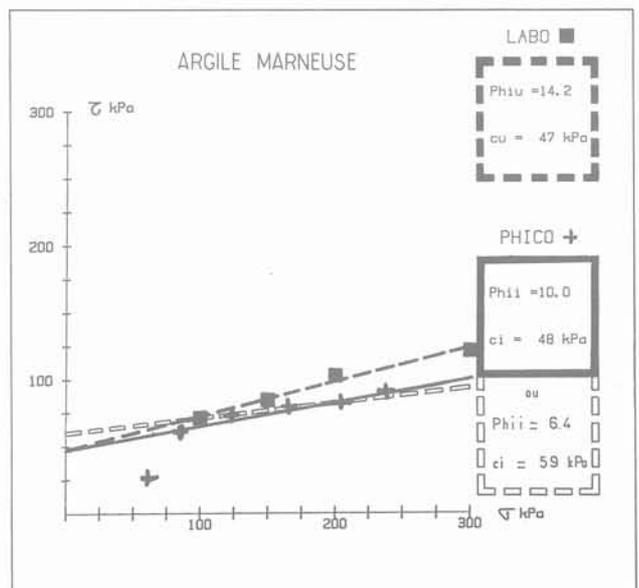


Fig. 13. — Dambron. Essai à 3,00 m de profondeur.

Toutefois, il convient de ne pas porter de jugement hâtif. Toute expérimentation sur des sites réels doit être réalisée sur un grand nombre d'essais pour dégager des lois générales car on se heurte à l'hétérogénéité des sites et à la dispersion des essais, et notamment des essais de laboratoire comme nous le verrons plus loin.

9.2. Essais comparatifs dans des sables argileux

Ces essais ont été réalisés à Nogent-le-Phaye (28) sur un site où le sol est constitué par des poches résiduelles d'un complexe sablo-argileux de l'Yprésien.

Les essais d'identification ont permis de distinguer deux couches :

- de 0 à 4 m de profondeur :
 - limites d'Atterberg : $w_l = 25 \%$ $I_p = 25$
 - teneur en eau naturelle : $w = 16 \%$
 - inférieurs à 80 microns : 58 %
 - pression limite moyenne : $p_l = 1,4 \text{ MPa}$
- de 4 à 6 m :
 - limites d'Atterberg : $w_l = 22 \%$ $I_p = 6$
 - teneur en eau naturelle : $w = 13 \%$
 - inférieurs à 80 microns : 38 %
 - pression limite : $p_l = 1,7 \text{ à } 3 \text{ MPa}$

L'observation des matériaux en cours de forage montre que le sol a un aspect de plus en plus sableux avec la profondeur.

Il a été réalisé quatre essais comparatifs.

Les prélèvements d'échantillons intacts ont été effectués par fonçage d'un carottier double à paroi mince.

Les résultats de ces essais sont rassemblés dans le tableau II.

Tableau II. — Sable argileux : essais comparatifs (novembre 1985).

Profondeur en mètre	PHICOMÈTRE		LABORATOIRE	
	φ_i degré	c_i kPa	φ_u degré	c_u kPa
1,80	33,3	68	27,6	42
3,00	30,7	44	29,7	34
4,20	32,6	29	33,1	16
5,40	36,0	0	(31)	0

L'examen de ce tableau appelle les remarques suivantes :

- a) L'essai en laboratoire à 5,40 m de profondeur donne un angle de frottement interne anormalement faible pour un sol aussi compact : 31° .
- b) Cette fois-ci, les caractéristiques mesurées in situ, φ_i et c_i sont plutôt supérieures à celles mesurées en laboratoire.
- c) Sur les trois premiers essais, les valeurs moyennes de l'angle de frottement interne sont les suivantes :

Phicomètre φ_i moyen = $32,2^\circ$.
 Laboratoire φ_u moyen = $30,1^\circ$.

d) Bien que les cohésions in situ soient supérieures aux cohésions mesurées en laboratoire, il est très intéressant de remarquer que l'on observe la même décroissance de la cohésion avec la profondeur in situ et en laboratoire.

Les figures 14 à 17 montrent les résultats comparatifs entre les essais réalisés à chaque profondeur.

Il est intéressant de noter que les essais in situ ont dans l'ensemble été réalisés sans difficultés avec des contraintes normales atteignant 600 kPa.

En définitive, pour cette série d'essais, on peut encore dire que le phicomètre donne au moins un ordre de grandeur satisfaisant, cette fois-ci par excès, des caractéristiques apparentes φ_u et c_u .

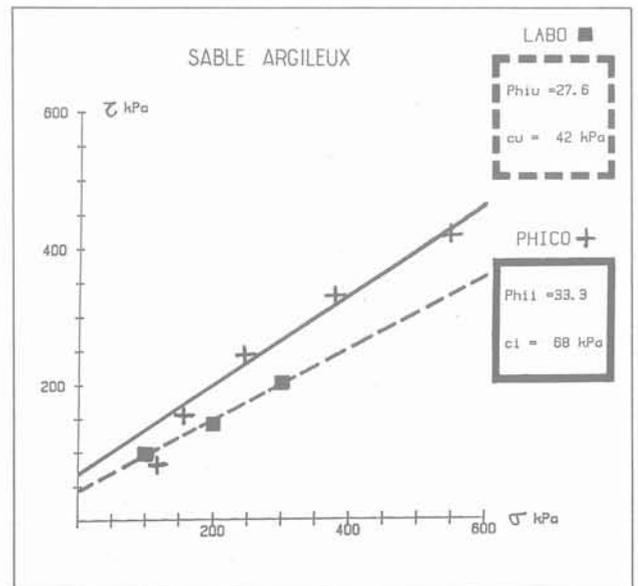


Fig. 14. — Nogent-le-Phaye. Essai à 1,80 m de profondeur.

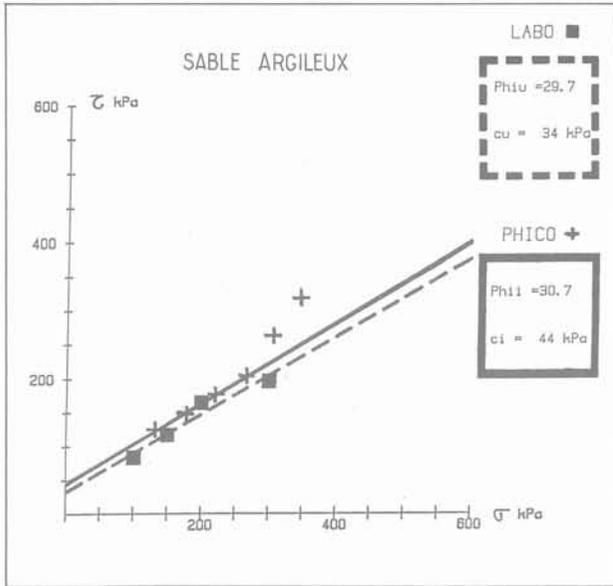


Fig. 15. — Nogent-le-Phaye.
Essai à 3,00 m de profondeur.

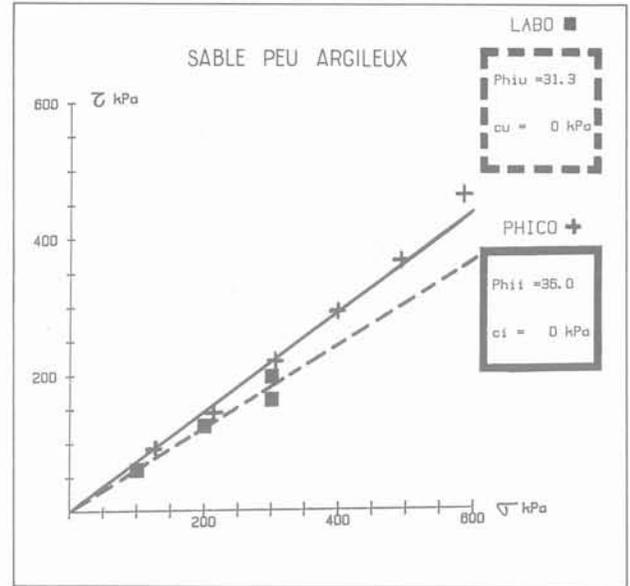


Fig. 17. — Nogent-le-Phaye.
Essai à 5,40 m de profondeur.

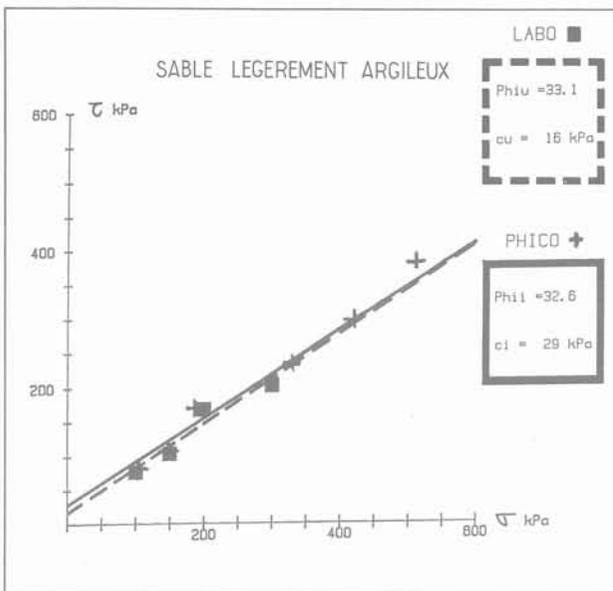


Fig. 16. — Nogent-le-Phaye.
Essai à 4,20 m de profondeur.

9.3. Essais comparatifs dans le sable propre

Les essais ont été réalisés dans le terrain de l'Institut National du Football à Clairefontaine (78). Le sol est constitué sur une très grande épaisseur par du sable de Fontainebleau.

A l'emplacement retenu pour les essais, le sable est lâche et pollué jusqu'à 2,50 m de profondeur ; au-delà, il devient propre et compact. Ces sables possèdent les caractéristiques suivantes :

- de 0 à 2,50 m de profondeur :
 - sol non plastique,
 - teneur en eau naturelle : $w = 4 \%$,
 - inférieurs à 80 microns : 21 %,
 - pression limite $pl = 0,7 \text{ MPa}$,
- au-delà de 2,50 m de profondeur :
 - sol non plastique,
 - teneur en eau naturelle : $w = 4 \%$,
 - inférieurs à 0,5 mm = 100 %.
 - inférieurs à 80 microns : 1 %,
 - pression limite $pl = 1,2 \text{ à } 2,7 \text{ MPa}$.

Il a été réalisé cinq essais depuis 1,80 m jusqu'à 6,40 m de profondeur. Les résultats comparatifs obtenus sont donnés dans le tableau III.

Un fait très important est à noter : seul le premier prélèvement a été effectué par fonçage toujours à l'aide d'un carottier double à paroi mince. Pour les autres prélèvements, la sondeuse utilisée étant trop légère eu égard à la compacité du sable, les carottiers ont été battus.

On constate que si logiquement, le phicomètre donne un angle de frottement de 34° pour le sable lâche et voisin de 36° en profondeur, un résultat inverse est obtenu en laboratoire.

Tableau III. — *Sable propre : essais comparatifs (novembre 1985).*

	Profondeur en mètre	PHICOMÈTRE		LABORATOIRE		
		φ i degré	ci kPa	Prélèvement	φ u degré	cu kPa
Sable lâche	1,80	34,1	0	F	38,0	0
Sable compact	3,00	36,3	0	B	32,0	0
«	3,80	35,8	0	B	33,0	0
«	5,40	35,3	0	B	33,5	0
«	6,40	36,1	0	B	32,0	0

F = prélèvement par fonçage.

B = prélèvement par carottier battu.

Ceci nous a conduit à analyser l'influence du mode de prélèvement.

Au cours de l'étude générale du site, un assez grand nombre d'essais ont été effectués sur le sable de Fontainebleau.

Disposant à l'époque d'une sondeuse lourde, tous les échantillons ont été foncés. L'analyse des valeurs de l'angle de frottement obtenues en fonction du mode de prélèvement conduit aux résultats suivants :

- carottier battu, quatre essais :
(il s'agit des quatre essais réalisés à côté des phicomètres entre 3 m et 6,40 m de profondeur).

- φ moyen : 32,6°,
- φ minimum : 32°,
- φ maximum : 33,5° ;

- carottier foncé, cinq essais :

- φ moyen : 38,4°,
- φ minimum : 33°,
- φ maximum : 40°.

La lecture de ces valeurs montre que les deux populations de résultats sont différentes.

Ceci nous conduit à comparer les résultats non pas un par un, mais en superposant sur un même graphique les différents points figuratifs des essais de même type effectués dans le sable propre et compact. Du même coup, nous nous sommes également intéressés à la fidélité des résultats.

La figure 18 montre les résultats des quatre essais au phicomètre effectués entre 3 m et 6,40 m de profondeur. La dispersion des points figuratifs est extrêmement faible ; le coefficient de corrélation $r = 0,996$. La fidélité de l'essai est donc excellente.

Les figures 19 et 20 montrent les résultats des essais de cisaillement non consolidés rapides réalisés respectivement sur les échantillons prélevés par battage et par fonçage. On constate d'une part une dispersion des points figuratifs qui est sans comparaison avec la précédente, et d'autre part une différence énorme entre l'estimation de l'angle de frottement interne donné par ces deux séries d'essais.

Sur la figure 21, les points figuratifs de l'ensemble des essais de cisaillement consolidés lents réalisés sur ce site ont été reportés.

L'angle de frottement interne φ' est de 37° en moyenne, mais la dispersion est toujours importante.

Enfin sur la figure 22, les meilleurs ajustements des différentes séries d'essais ont été reportés :

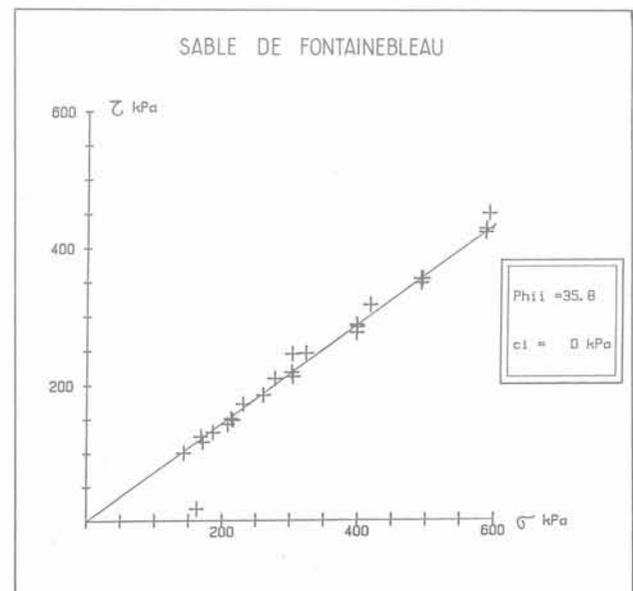


Fig. 18. — *Phicomètre. Résultats des quatre essais entre 3,00 et 6,40 m de profondeur.*

Le carottier foncé fournit les valeurs les plus élevées de l'angle φ_u .

Le carottier battu donne des valeurs anormalement faibles :

Les essais consolidés lents conduisent à une valeur moyenne de $\varphi' = 37^\circ$.

Les essais phicométriques conduisent à une valeur moyenne de $\varphi_1 = 35,8^\circ$, soit pratiquement 36° .

En définitive, il apparaît sur la base de cette série d'essais :

1. Que le phicomètre donne ici une bonne approximation de l'angle de frottement interne du sable propre et peu humide.
2. Que le phicomètre conduit à une dispersion très faible et donc que l'essai présente une excellente fidélité.
3. Que dans ce type de sol un prélèvement réellement intact est pour le moins difficile à réaliser.

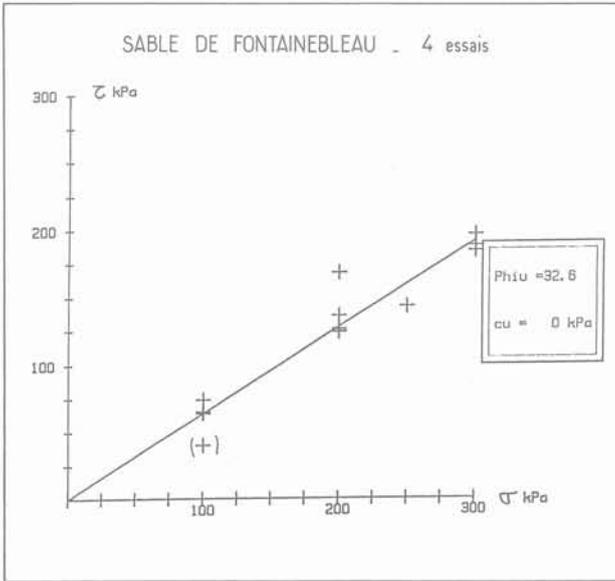


Fig. 19. — Cisaillements non consolidés rapides sur échantillons prélevés par battage.

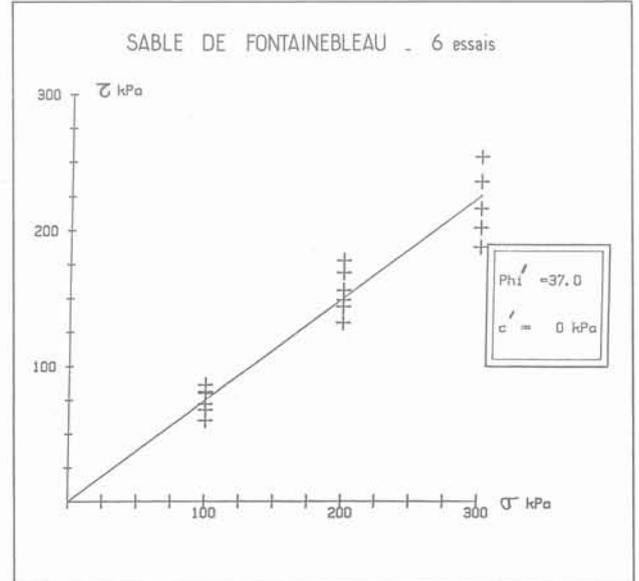


Fig. 21. — Cisaillements consolidés lents sur échantillons vérinés.

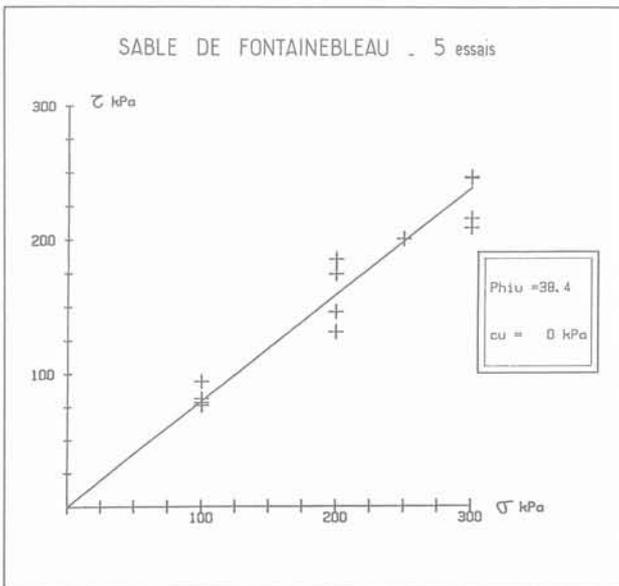


Fig. 20. — Cisaillements non consolidés rapides sur échantillons vérinés.

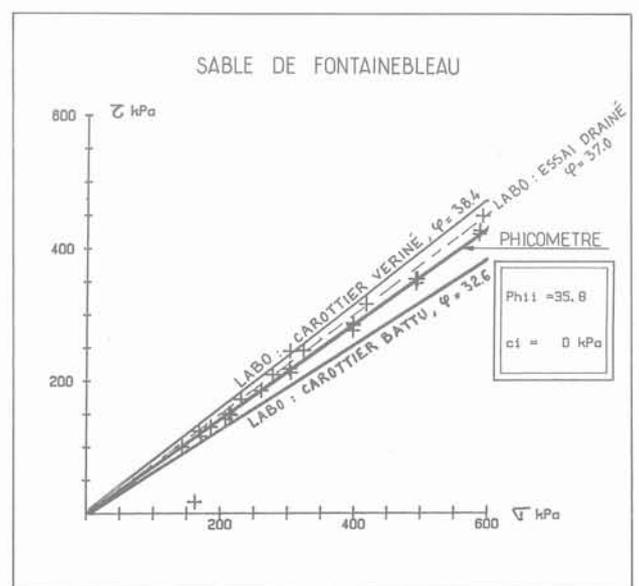


Fig. 22. — Comparaison des droites intrinsèques selon le type d'essai.

10. ESSAIS SUR UN MATÉRIAU IMPRÉLEVABLE

Afin de montrer les perspectives encore mal connues qu'offre le phicomètre, nous allons présenter maintenant les résultats obtenus sur un tout-venant marno-calcaire compacté 0/150 mm.

Les essais ont été réalisés dans les remblais qui bordent un silo linéaire situé à Avord dans le Cher. Ces remblais ont une hauteur de 4 m, ils sont constitués par un tout-venant marno-calcaire dont la courbe granulométrique est présentée sur la figure 23.

La figure 24 permet de se faire une idée de la nature du matériau. Ces remblais ont été compactés très énergiquement, et les pressions limites mesurées au pressiomètre sont voisines de 2 MPa.

Les forages ont été réalisés en roto-percussion à l'air. Deux essais phicométriques ont été effectués à 1,80 m et 3 m de profondeur. Ces essais ont permis de définir les caractéristiques mécaniques données dans le tableau IV.

La figure 25 montre le résultat de l'essai effectué à 3 m de profondeur. L'essai à 1,80 m a une allure similaire.

Tableau IV. — Tout-venant marno-calcaire 0/150 mm. Matériau imprélevable : essais d'octobre 1985.

Profondeur en mètre	ϕ_i degré	ci kPa
1,80	44,3	8
3,00	39,2	49
Moyenne	41,7	28

On constate :

1. L'excellent alignement des points malgré le fluage qui s'est développé sur les derniers paliers de cisaillement.
2. L'échelle : les essais ont été poussés jusqu'à des pressions normales de l'ordre de 500 kPa.
3. Sur la figure 26, l'ensemble des points figuratifs est reporté pour les deux essais.

La droite de régression correspondante conduit aux valeurs suivantes :

$$\phi_i = 41,4^\circ \text{ et } c_i = 30 \text{ kPa.}$$

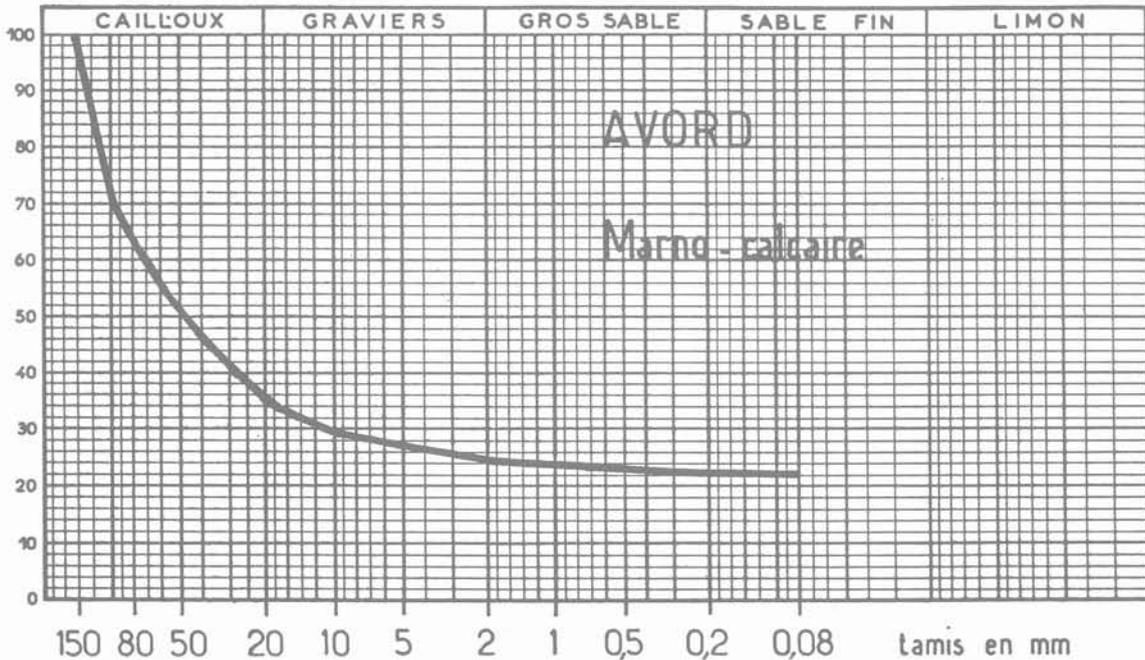


Fig. 23. — Courbe granulométrique du Tout-venant 0/150 mm.



Fig. 24. — Aspect du talus en remblai.

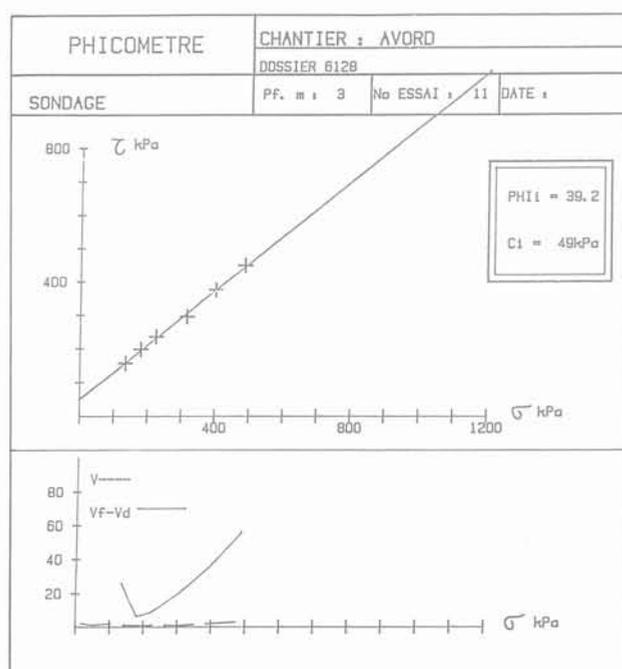


Fig. 25. — Tout-venant 0/150 mm.
Essai à 3,00 m de profondeur.

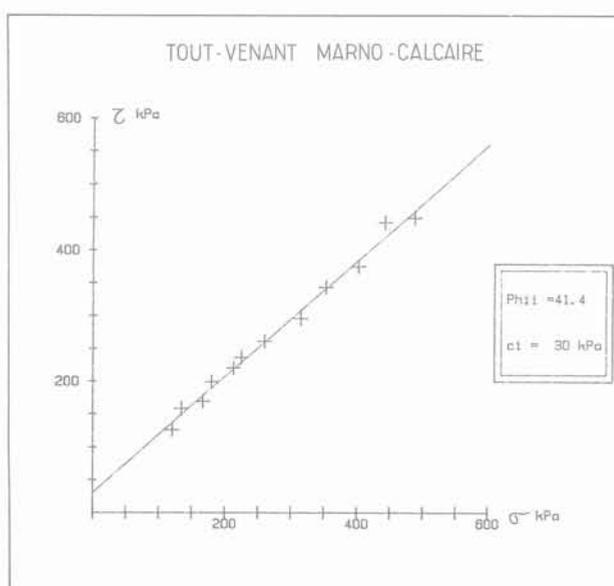


Fig. 26. — Avord. Ensemble des deux essais.

Bien entendu aucune comparaison avec des essais courants en laboratoire n'est possible mais ces valeurs ne semblent pas absurdes. Elles conduisent à un coefficient de sécurité supérieur à 2 vis-à-vis de la stabilité des talus des remblais du silo.

4. Là encore, la dispersion est très faible, surtout si l'on considère la nature du matériau.

5. L'approche consistant à reporter les points figuratifs de plusieurs essais réalisés dans un massif de sol de même nature semble intéressante pour dégager les valeurs les plus probables de ϕ et c .

11. CONCLUSIONS

Cette série d'essais a permis de s'assurer qu'un certain nombre des objectifs que nous nous étions fixés (voir § 2) était déjà atteint.

Simplicité, et coût de l'essai : la durée de l'essai est d'une heure environ, y compris l'introduction de la sonde et le démontage du matériel, le coût d'un tel essai correspond au maximum à celui d'un essai de cisaillement non consolidé rapide en laboratoire, sans compter le prélèvement d'échantillons et le transport dans ce dernier cas.

La *robustesse* du matériel s'est révélée excellente.

Le *diamètre* du forage permet d'alterner dans un même forage des essais pressiométriques et des essais phicométriques, d'où la possibilité de mesurer les caractéristiques E , μ , c et ϕ .

Ceci peut se révéler particulièrement intéressant par exemple pour le dimensionnement d'une paroi de soutènement par la méthode élasto-plastique.

Le *mode opératoire* étant bien défini, il est facile de former un opérateur connaissant déjà l'essai pressiométrique.

D'autre part, les résultats actuels permettent déjà d'affirmer que :

— l'ordre de grandeur des caractéristiques apparentes mesurées est correct,

— que les essais sont réalisables dans des sols grossiers, ce qui permet d'obtenir des caractéristiques

mécaniques de sols tels que les alluvions grossières, les tout-venants, l'argile à silex, les remblais divers, etc.,

— la *fidélité* de l'essai apparaît comme tout à fait prometteuse,

— en ce qui concerne les perspectives d'utilisation, il convient de préciser que plus d'une centaine d'essais sont actuellement en cours notamment pour l'E.D.F. et la S.N.C.F.

Les buts de cette nouvelle série d'essais, en dehors de l'application directe aux projets dans le cadre desquels ils sont réalisés, sont :

— l'analyse statistique comparative avec les essais de laboratoire sur les sols prélevables,

— l'étude de l'influence des moyens de forage sur les résultats d'essais notamment en présence de la nappe phréatique,

— le rassemblement de valeurs des caractéristiques apparentes in situ dans des sols imprélevables tels que les marno-calcaires, l'argile à silex, la craie et les roches altérées.

BIBLIOGRAPHIE

- J. COSTE et G. SANGLERAT (1975), *Cours de mécanique des sols*, tome II, p. 307, 2^e édition, Dunod.
- G. MAZIER (1971), *Les essais « in situ » en rocher et dans les sols meubles*, Session d'Automne 1971, Société Suisse de Mécanique des sols et des roches, Édition Berne.
- G. FILLIAT (1981), *La pratique des sols et fondations*, p. 237 à 240, Édition du Moniteur.
- C.P. WROTH (1984), *The interpretation of in situ soil tests*, Géotechnique, vol. XXXIV, number 4, p. 449 à 489.
- P. HABIB (1984), *Les surfaces de glissements en mécanique des sols*, Revue Française de Géotechnique, n° 27.
- P. HABIB (1984), *Effet d'échelle et surface de glissement*, Revue Française de Géotechnique, n° 31.
- G. PHILIPPONNAT (1979), *Fondations et ouvrages en terre*, Édition Eyrolles.

géotechnique · génie civil
routes · transports · génie urbain
technologie du bâtiment
mécanique · mathématiques
tradition technique



Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

28 rue des Saints-Pères 75007 Paris · Tél. (1) 42 60 34 13

exécution d'une fouille profonde en rocher pour l'usine hydro-électrique de Sault-Brénaz

rock excavation for Sault-Brénaz hydroelectric powerhouse

G. LOMBARD - J.C. ROSOLEN*
P. BRIGLIA**
F. VANDAME***

Résumé

La réalisation de l'aménagement hydro-électrique de Sault-Brénaz a nécessité le creusement d'une fouille rocheuse de 35 m de profondeur à parois verticales, de dimensions suffisantes (70 m × 40 m) pour servir d'assise à l'usine.

Des études géologiques de détail et des études d'hydrogéologie ont permis de trouver des solutions aux problèmes posés par les soutènements, les venues d'eau et l'environnement.

Les travaux, qui ont comporté l'excavation de 250 000 m³ de déblais rocheux à l'explosif, ont été effectués en six mois. Les parois verticales ont été prédécoupées, puis consolidées par boulonnage. Un dispositif d'auscultation a permis de vérifier la stabilité du massif calcaire et de détecter le glissement local d'un banc qui a pu ainsi être purgé à temps. Une partie des déblais rocheux a pu être récupérée pour réaliser les protections de berge de l'aménagement.

Abstract

To achieve the hydro-electric scheme of Sault-Brénaz, it was necessary to dig a 35 m depth rock excavation with vertical sidewalls, large enough (70 m × 40 m) to accomodate for the power plant.

Detailed geological and hydrogeological studies brought solutions to support design, water seepage and surroundings problems.

Works including 250.000 m³ of rockblasting were completed in six months. Fine presplitting technics were used for vertical sidewalls, together with rockbolting support.

A monitoring device allowed checking of limestone walls stability and brought evidence of local slipping of one limestone-bed which was therefore cleared out on time. Part of rock spoil was reused as rip rap along the banks.

* Compagnie nationale du Rhône, 2, rue André-Bonin, 69316 Lyon Cedex 04.

** Bureau de recherches géologiques et minières, 43, boulevard du 11-Novembre, BP 6083, 69604 Villeurbanne Cedex.

*** Entreprise Razel, Christ de Saclay, BP 109, 91403 Orsay Cedex.

I. INTRODUCTION

L'aménagement de Sault-Brénaz ; que réalise actuellement la Compagnie Nationale du Rhône, intéresse un tronçon du Rhône situé entre 60 et 90 km à l'amont de Lyon.

Il s'agit d'un aménagement de basse chute qui comprend essentiellement (fig. 1) :

- un barrage mobile, implanté en rive droite du fleuve, permettant de relever d'environ 6 m le niveau d'étiage de manière à créer une retenue de 28 km de longueur, endiguée dans sa partie aval ;

- une courte dérivation en rive gauche permettant de court-circuiter un tronçon du fleuve dans lequel des affleurements rocheux créent une zone de rapides (les « Saults ») ;

- une usine hydro-électrique, implantée sur cette dérivation, équipée de deux groupes à axe horizontal du type bulbe capables d'absorber chacun un débit de 350 m³/s sous une chute moyenne de 7,50 m ;

- divers travaux de rétablissements de communications, de protection contre les crues et d'insertion dans le site.

Le barrage est fondé en rive droite du Rhône sur un môle rocheux.

L'usine, située en rive gauche à proximité du pont de Sault-Brénaz, est assez profondément encastrée dans un massif de rocher calcaire (fig. 2).

Ce sont essentiellement les problèmes liés à la réalisation de cette fouille rocheuse (250 000 m³) qui sont présentés ci-après.

2. RECONNAISSANCE ET ÉTUDES

2.1. Contexte géologique

Le site du projet de Sault-Brénaz se trouve dans le domaine jurassien de l'« Île Crémieu ». Il s'agit d'une table calcaire du Jurassique inférieur, très faiblement pentée vers le Sud-Est et limitée à l'Est par la faille de Villebois, qui la sépare du Jura plissé, situé en rive droite du Rhône.

Le Rhône a entaillé ce plateau suivant une direction S.S.-E.-N.N.-O. recoupant les couches calcaires des étages bathonien et bajocien. Des barres rocheuses, qui correspondent au franchissement de ces calcaires, entravent l'écoulement des eaux et pour certains débits apparaissent des « saults » torrentiels, d'où tirent leur nom la commune et l'aménagement.

La géologie est simple dans ses grandes lignes mais, à l'échelle des ouvrages, la morphologie du toit du rocher est compliquée du fait de l'érosion sous-glaciaire. Le relief a été en partie fossilisé par des dépôts d'alluvions ; il se caractérise par la présence de dômes calcaires, profondément entaillés par des

canons à parois presque verticales, de faible largeur mais dont la profondeur peut atteindre 60 à 100 mètres.

C'est sur de tels dômes que les fouilles des ouvrages (barrage et usine) ont été ouvertes.

2.2. Études géologiques préalables

A la fin du siècle dernier, le problème du franchissement des saults par la navigation avait été réglé par la construction d'une écluse, qui a été utilisée régulièrement jusqu'en 1928.

Le site a ensuite intéressé l'industrie hydro-électrique et les premières reconnaissances remontent à 1945.

Les premiers projets comportaient la construction d'une usine barrage dans le lit du fleuve, fondée sur l'un des seuils rocheux qui barrent le Rhône à l'amont du pont de Sault-Brénaz : Petit Sault ou Grand Sault.

Autour de 1955, une prospection de la rive gauche, notamment par des méthodes sismiques complétées par un certain nombre de sondages carottés, et un lever topographique précis ont permis de mettre en évidence, l'existence d'un canon profond et de définir en conséquence le tracé du canal d'amenée et l'implantation approximative de l'usine sur un môle rocheux situé entre le Rhône et le canon (fig. 5).

Des risques de circulation d'eau dans le calcaire ont été signalés dès cette époque (rapports géologiques de JACOB et GIGNOUX).

Le projet a été repris à partir de 1979 et une campagne complémentaire de sondages a été effectuée dans le but d'améliorer la connaissance des caractéristiques du rocher et de préciser la topographie du relief calcaire avec ses dômes et ses canons dissimulés par la couverture alluvionnaire.

Les résultats de cette campagne ont permis de préciser l'implantation des ouvrages en tenant compte également de considérations relatives au rétablissement de la R.N. 75 et de la route d'accès au pont de Sault-Brénaz, au déplacement des installations d'une entreprise locale de traitement de matériaux de construction, et du souci de minimiser le volume des déblais rocheux.

L'usine se trouve ainsi implantée à l'extrémité aval d'une sorte de plateau rocheux affleurant le terrain naturel, et se terminant par des falaises en formes de marches d'escalier. Elle constitue un massif en béton armé de 40 m de largeur et de 70 m environ dans le sens amont aval, fondé à 170 N.G.F. soit 35 m au-dessous du toit du rocher.

A l'amont, la partie terminale du canal d'amenée dont le fond est à 192 N.G.F. est creusée dans le rocher sur une longueur de 120 m. A l'aval de l'usine, le rocher plonge rapidement et le canal de fuite dont la longueur n'est que de 300 m est presque entièrement creusé dans les alluvions, avec un plafond à 186,50 N.G.F.

Les observations piézométriques dans les alluvions montrent que le niveau de la nappe est très sensible aux variations du Rhône, autour d'une cote moyenne de 196 N.G.F.

2.3. Études de la fouille.

Objectif et méthodologie

A l'issue de ces premières études, deux problèmes essentiels d'exécution sont apparus :

— forme à donner à la fouille rocheuse de manière à diminuer le volume de déblais pour des raisons de délais, et aussi d'emprises.

— disposition à adopter vis-à-vis des venues d'eau compte tenu du fait que le fond de fouille se situe à 25 m environ au-dessous du niveau du Rhône et se développe pour partie dans le dôme calcaire et pour partie dans les alluvions modernes.

Un problème connexe était de récupérer le plus possible de blocs rocheux pour les protections de berges (10/100 kg et 100/400 kg).

Il était donc nécessaire de connaître les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du matériau et pour cela on a réalisé successivement :

- une étude géologique de détail permettant de définir le plus finement possible la topographie du calcaire sous les alluvions et de classer en faciès les terrains traversés d'après leur lithologie,
- une étude de fracturation sur affleurement pour apprécier les conditions de stabilité des parements rocheux globalement et par faciès et approcher une perméabilité du milieu rocheux, globalement et par faciès,
- une étude d'hydraulique souterraine pour approcher la perméabilité en grand du milieu rocheux, simuler les écoulements et évaluer l'effet sur les venues d'eau d'un éventuel écran étanche dans les alluvions, voire d'un voile dans le rocher,
- une étude des caractéristiques mécaniques des matériaux pour examiner les conditions d'abattage et de soutènement et définir les méthodes de réalisation, globalement et par faciès.

2.4. Moyens mis en œuvre pour les études et résultats obtenus

L'étude géologique de détail a comporté une synthèse des renseignements fournis par les forages et sondages existants et par des levés géologiques sur affleurements, une reconnaissance géophysique et une reconnaissance complémentaire par forages destructifs avec enregistrement de paramètres et sondages carottés au droit de la fouille projetée.

Deux aspects particuliers des reconnaissances méritent d'être soulignés :

- **la sismique réfraction** a été utilisée à partir d'un tir en forage à 36 mètres de profondeur, soit à 20 mètres sous le toit du calcaire. A partir de ce forage seize profils de six géophones et quatre profils de douze géophones étaient dressés de manière radiale. Ce dispositif a permis d'éviter les effets liés à la diffraction des ondes lors de fortes ruptures de pentes.

- en liaison avec l'étude de fracturation afin de valoriser au mieux les forages, des **diagraphies instantanées** (vitesse d'avancement), des **diagraphies différées** (diamètreur, neutron, gamma-gamma-gamma-ray) ont été réalisées. Cela a permis d'identifier les discontinuités en forages et notamment celles qui étaient potentiellement aquifères (fig. 2).

Grâce à cette identification, les forages ont pu alors être équipés en piézomètres ponctuels (à chambre isolée) au droit des discontinuités reconnues.

L'étude de la **fracturation** a été effectuée essentiellement sur l'affleurement dans des carrières voisines qui recoupent les faciès calcaires rencontrés par l'excavation.

Ces affleurements ont été systématiquement levés en repérant toutes les discontinuités et leurs caractéristiques : type d'élément structural, direction, pendage, épaisseur de la discontinuité, nature du remplissage, continuité, degré d'ouverture libre, venue d'eau, écartement des fractures, rugosité.

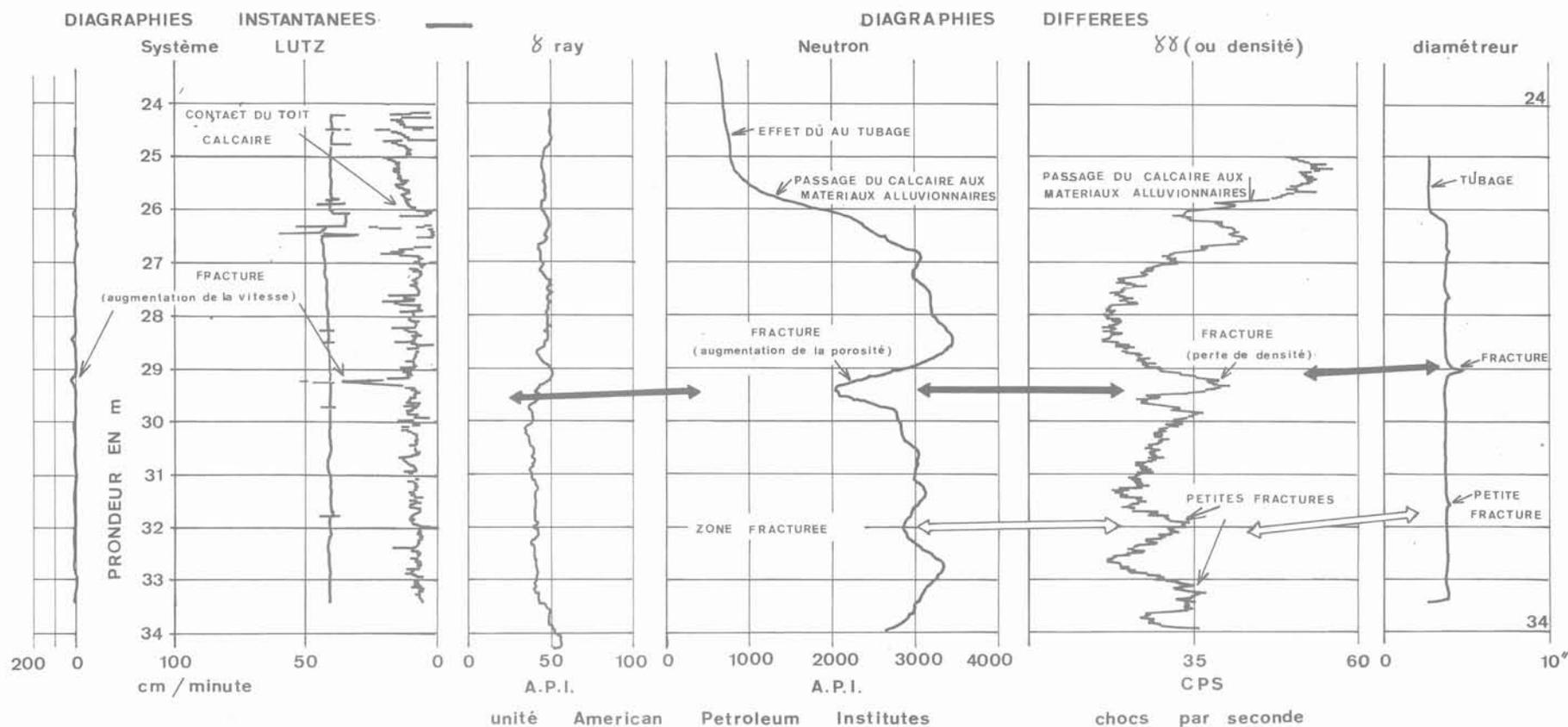
L'ensemble de ces données a été traité par ordinateur à l'aide d'un programme de tri permettant une pondération et des sorties automatiques de diagrammes de SCHMIDT avec courbes d'égalité de densité.

A l'aide de ces diagrammes, les principales familles de discontinuités ont été définies, et une évaluation de la perméabilité induite par la fracturation a été réalisée, en tenant compte de ce que la perméabilité d'une fracture dépend, grossièrement, du cube de son épaisseur, de sa continuité, de la nature de son remplissage. Il a fallu évidemment éliminer les fractures importantes qui correspondent à des venues d'eau localisées. La perméabilité de la matrice rocheuse trouvée ainsi par le calcul varie de 10^{-2} m/s à 10^{-4} m/s. Pour les familles principales les espacements entre fractures moyens calculés sont de l'ordre du mètre ce qui indique un réseau très serré.

L'étude d'**hydraulique souterraine** a consisté dans un premier temps à évaluer la perméabilité en grand du massif calcaire au moyen de quatre essais de pompages de longue durée (48 à 70 heures environ). L'influence des pompages était observée sur les forages équipés en piézomètres ponctuels. L'ensemble de l'essai était enregistré.

Les résultats obtenus ont été les suivants :

- puits n° 1 : $5 \cdot 10^{-5}$ m/s ;
- puits n° 4 : $1,3 \cdot 10^{-5}$ m/s ;
- puits n° 3 : $2 \cdot 10^{-4}$ m/s ;
- puits n° 2 : $1 \cdot 10^{-4}$ m/s.



Diagraphies instantanées LUTZ : la vitesse d'avancement est reportée à grande échelle sur la droite, et à plus petite échelle sur la gauche. La courbe intermédiaire représente la pression de poussée sur l'outil.

Diagraphie gamma-ray : indication sur la teneur en argile du milieu par comptage des atomes d'uranium, de thorium et de potassium (radioactivité naturelle).

Diagraphie neutron : la sonde effectue un comptage d'atomes d'hydrogène qui permet d'avoir la teneur en eau des terrains en place (donc la porosité).

1 000 A.P.I. = calcaire de porosité 19 %
 1 800 A.P.I. = calcaire de porosité 2 %

Diagraphie gamma-gamma : la sonde effectue un comptage des collisions entre les rayons gamma émis par la source et les électrons contenus dans le terrain en place.

10 C.P.S. = densité 2,6
 60 C.P.S. = densité 2.

Diagraphie diamètre : le diamètre signale de manière nette sur fracture à 29 m de profondeur environ, avec des lèvres écartées de 50 mm à la paroi du forage et pratiquement refermées à 25 mm au-delà de la paroi du forage. Noter aussi au-dessus de 26 m la présence du tube P.V.C.

Fig. 2. — Exemple de valorisation d'un forage par diagraphies.

TABLEAU I

Critères d'identification géologique et de classification géotechnique des calcaires de Sault-Brénaz - faciès n° 8.

Géologie	Étage		Bajocien J1a			
	Lithologie		Calcaire plus ou moins grossier à entroques (« taille » des carriers)			
	Épaisseur		10,50 à 7,50 m			
	Bancs		10 à 50 cm, bien marqués, compacts			
Géotechnique	iden- tif.	Densité sèche	2,62 (8 mesures)			
		Porosité	avant gel 2,85 % (8 mes.)	après gel 4,05 % (4 mes.)		
	Propriétés mécaniques	Résistance à la compression Rc en MPa	106 (3 essais)			
		Résistance à la traction (brésilien) Rtb en MPa	avant gel : 6,0 (4 essais)	après gel 4,9 (4 es.)		
		Module E en MPa	60 000			
		Module dynamique Ed en MPa				
		Indice Franklin It en MPa	Nbre essais 51	It diamétral 4,26	It axial 6,36	
		Vitesse sismique Vi	In situ : 5 000 m/s	en labo avant gel 5,587 après gel 2,977		
		Indice de qualité*	avant gel : 86 %	après gel : 46 %		
	Sensi- bilité	Fragmentation dynamique FD	avant gel : 35,4 (10/14 mm) 37 (4/6,3 mm) après : 40,4 (4/6,3 mm)			
		Gélivité	Rtb : 0,82	VI : 0,53	FD : 1,09	
	Fractu- ration	R.Q.D.	Nb mesures : 97	moyenne : 92,2	écart type : 13,5	
		Fracturation in situ	N.10-70 à 90W - N.110-60 à 90W - N.140-60 à 90W			
Distance interfracturale						

* L'indice est calculé à partir de la vitesse des ondes dans le cristal de calcite (6 500 m/s).

Un doute subsistait cependant pour les puits 3 et 2 compte tenu de la présence d'alluvions en partie supérieure susceptibles d'alimenter verticalement le puits malgré l'existence d'un bouchon.

A la suite de ces pompages et des indications de l'étude de fracturation, une première série de calculs analytiques a été faite à partir des formules de SCHNEEBELI. La valeur la plus probable du débit total a été obtenue en affectant un poids de 60 % à la perméabilité de 10^{-5} m/s et 40 % à la valeur 10^{-4} m/s pour les calcaires, et pour les alluvions un poids de 60 % à 10^{-3} m/s et de 40 % à 10^{-4} m/s. Le débit estimé atteindrait ainsi 12 500 m³/h ce qui est considérable. On a ensuite étudié le cas où la traversée des alluvions serait entièrement obturée par une paroi étanche et où les venues d'eau ne se feraient qu'à travers le rocher ; le débit calculé tombe alors à 3 600 m³/h.

Pour estimer l'influence d'un voile étanche dans les calcaires, un modèle aux éléments finis axisymétrique bidimensionnel a été élaboré. Ce modèle a fait apparaître que pour réduire de moitié le débit de pompage le plus probable, c'est-à-dire pour obtenir un débit calculé de 1 800 m³/h, il faudrait, si la perméabilité du cal-

caire était isotrope, descendre le voile à 50 m en dessous du niveau du fond de fouille.

Des essais LUGEON ont pu être réalisés ultérieurement dans deux forages, ils ont fait apparaître deux zones dans le massif calcaire : de 0 à 35 m de profondeur la perméabilité est de l'ordre de 10^{-4} m/s ; de 35 à 50 m la perméabilité est plus homogène et plus faible, de l'ordre de $2 \cdot 10^{-6}$ à $4 \cdot 10^{-7}$ m/s.

En tenant compte de ces nouvelles données et sans voile étanche dans le calcaire, la valeur fournie par la simulation numérique n'est plus que de 1 300 m³/h.

Parallèlement à ces calculs de débits en perméabilité équivalente, l'accent a été mis sur la présence éventuelle de conduits karstiques susceptibles de se décolmater pendant les terrassements et de donner lieu à des venues d'eau supplémentaires.

La **caractérisation mécanique** des matériaux a consisté à établir pour chacun des faciès identifiés recoupés par le terrassement « une carte d'identité » complète (exemple tableau I) à partir des observations faites sur le terrain et des résultats des essais de laboratoires sur carottes (de sondage ou d'affleurement).

Les faciès intéressant la fouille de l'usine sont au nombre de 6 (faciès n^{os} 6 à 11) ; les faciès supérieurs (n^{os} 1 à 7) correspondent à d'autres ouvrages dans l'aménagement.

Une attention particulière a été portée sur la gélivité de la roche et sur sa fracturation à l'échelle micro et macrostructurale.

En tenant compte des éléments structuraux trouvés ci-avant cette caractérisation a permis d'établir deux classifications :

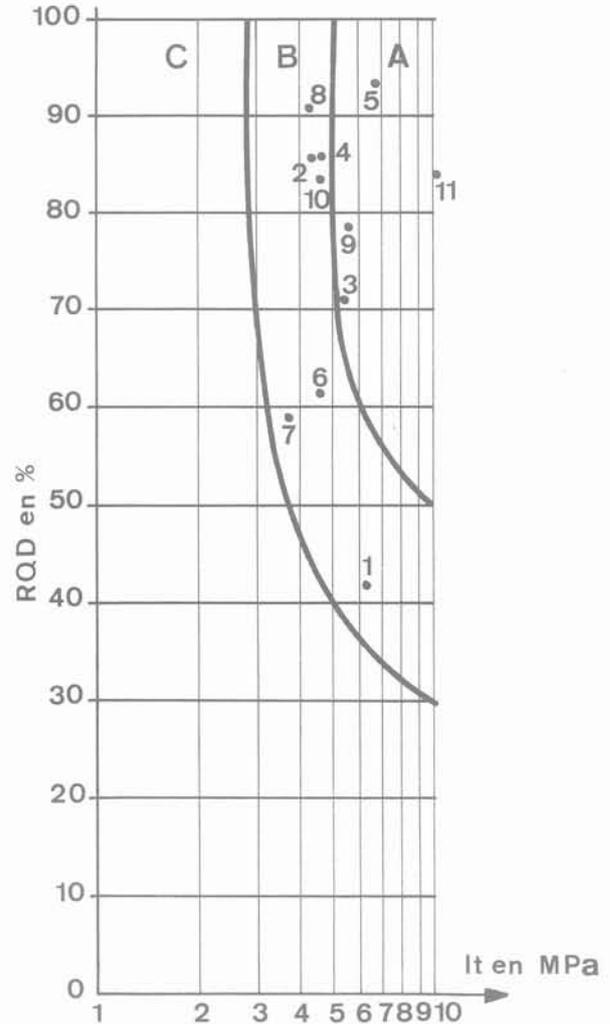
La première concerne l'**abattage** à partir du R.Q.D., pourcentage des morceaux de carotte dont la longueur est supérieure à 10 cm (rock quality designation) et à partir de l'indice Franklin, (It.), résistance sous charge ponctuelle de la roche (fig. 3).

L'ensemble des faciès calcaires étant classé en B (compact fracturé) l'abattage doit être réalisé à l'explosif mais avec prédécoupage et découpage soignés.

L'autre concerne le type de **soutènement**, à partir du degré de fracturation au niveau du massif et d'un critère de hauteur des parois (fig. 4). En effet, le R.Q.D. établi à partir de sondages verticaux ne tient systématiquement pas compte des discontinuités subverticales pourtant les plus importantes vis-à-vis de la stabilité des parois de l'excavation.

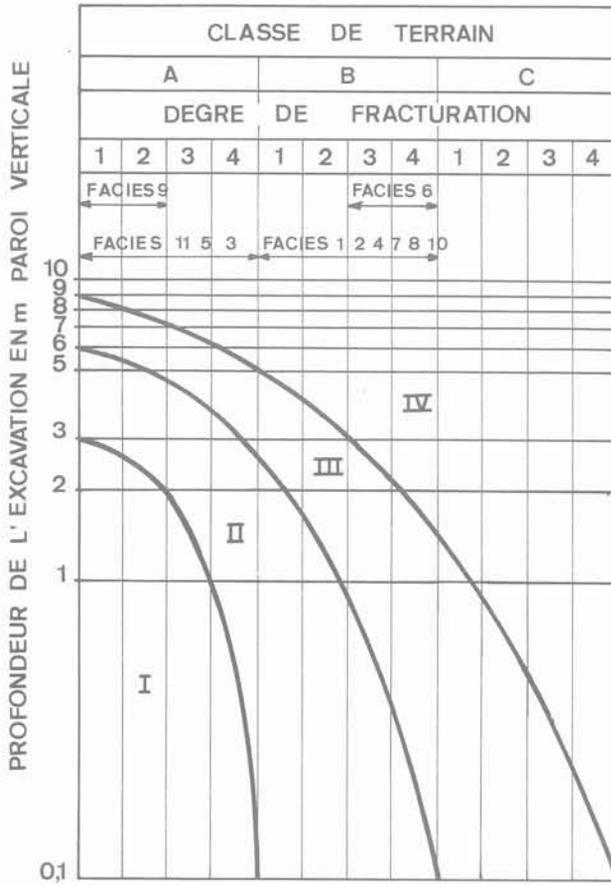
Au vu de cette classification, l'ensemble de la fouille, compte tenu de sa hauteur, doit être soutenue par boulons (densité et longueur suivant fracturation) dans les parties ultérieurement bloquées par la construction de l'ouvrage, et par boulons et treillis soudé associé à du béton projeté dans les zones où le rocher constitue le parement définitif.

Un calcul de stabilité prenant en compte les principales familles de discontinuités a conduit à recommander l'emploi de boulons passifs Ø 25 mm à scellement réparti de 5 m de long en tête de fouille, puis de 3 m de long sur le reste du parement avec une densité de 1 boulon par 4 m².



CLASSF. DE TERRAIN	NATURE DU TERRAIN	MODE D'ABATTAGE
A	Compact, peu fracturé	Excavation à l'explosif
B	Compact, fracturé ou moyennement résistant	Excavation à l'explosif avec prédécoupage ou découpage soigné
C	Compact très fracturé ou très peu résistant	Excavation mécanique au ripper Dislocation éventuelle à l'explosif Finition au brise roche hydraulique ou Excavation à la machine à attaque ponctuelle

Fig. 3. — Diagramme de classification des sous-faciès pour l'exécution des terrassements.



Cela conduit à la classification suivante :

ZONE	MODE D'EXÉCUTION	SOUTÈNEMENT
I	Tir traditionnel	rocher nu
II	Tir avec prédécoupage ou découpage soigné	rocher nu
III	Tir avec prédécoupage ou découpage soigné et/ou réglage au brise-roche hydraulique	Boulonnage (densité et longueur des boulons suivant fracturation)
IV	Tir avec prédécoupage ou découpage soigné et/ou réglage au brise-roche hydraulique	Boulonnage + treillis soudé (densité et longueur des boulons suivant fracturation)

En cas de venues d'eau en classes III et IV, l'utilisation de béton projeté ou de résine projetée est à prévoir.

Fig. 4. — Diagramme de classification géotechnique pour la tenue des parois, le mode d'exécution et le soutènement.

En outre cette caractérisation a permis d'indiquer que les matériaux calcaires seraient récupérables pour des usages de type remblais ou protection. Toutefois l'importante microfissuration et la sensibilité au gel et aux chocs, mise en lumière par les essais, inciteraient à la prudence vis-à-vis du taux de récupération à espérer selon la granularité demandée.

3. PROBLÈMES POSÉS PAR LE PROJET

Le problème posé par le projet était de réaliser en toute sécurité, dans le minimum de temps, avec le minimum de surface d'emprises et à proximité d'une zone habitée, une fouille rocheuse de 35 m de profondeur de dimensions suffisantes (70 m × 40 m) pour servir d'assise à l'usine projetée, en tenant compte en outre des contraintes liées à la présence d'une nappe phréatique et de l'intérêt de récupérer les matériaux extraits pour servir de protections de berges sur l'aménagement.

3.1. Exiguïté du site

Pour libérer le site il a fallu dévier la R.N. 75 de manière à la faire passer le plus près possible des escarpements de rive gauche, et établir, entre cette voie et le pont de Sault-Brénaz, une liaison provisoire comprenant un passage inférieur qui évite les croisements entre circulation publique et circulation de chantier.

La largeur disponible entre la R.N. 75 déviée et l'ancienne écluse de Sault-Brénaz ne dépasse cependant pas 150 m ; il est apparu souhaitable de raidir le plus possible les talus de la fouille rocheuse pour conserver des plates-formes pour installations de chantier.

3.2. Précautions contre les venues d'eau

Les études hydrauliques ont montré que le site dans lequel doit être creusé la fouille de l'usine est baigné par une nappe dont le niveau moyen (196) s'établit à env. 8 m sous le terrain naturel et 26 m au-dessus du fond de fouille. Cette nappe qui règne aussi bien dans les formations rocheuses que dans les terrains alluvionnaires est fortement influencée par les fluctuations du niveau du Rhône, qui n'est distant que de 200 m. Les études ont également fait apparaître l'intérêt d'obturer par un écran étanche, la couche d'alluvions graveleuses qui recouvre le rocher à l'aval de la fouille, la perméabilité des alluvions est en effet environ 10 fois plus forte que celle du rocher. Cet écran d'une longueur de 260 m est constitué par une paroi moulée de 0,60 m d'épaisseur, dont la profondeur varie de 2 m à 31 m, il se referme à l'amont sur le rocher affleurant et ne se développe ainsi que sur la moitié aval du périmètre de la fouille ; il est ancré et prolongé par des injections dans le rocher sous jacent afin d'éviter tout risque de renard.

En ce qui concerne les venues d'eau à travers le rocher, il a été prévu de les pomper. La possibilité de recouper des conduits karstiques a incité d'ailleurs à une grande prudence dans l'estimation des débits à évacuer.

3.3. Projet de terrassement

La quasi-horizontalité du pendage des couches rocheuses, et les caractéristiques mécaniques satisfaisantes de la plus grande partie des faciès rocheux ont permis d'envisager une fouille à parois verticales renforcées par boulonnage, avec une seule risberme en partie supérieure, ce qui résoud les problèmes liés à l'exiguïté du site (fig. 5).

C'est ce principe qui a été proposé aux entreprises au moment de l'appel d'offres. Une telle forme d'excavation présente évidemment l'avantage de réduire au minimum le volume du rocher à extraire. Elle oblige par contre l'entrepreneur à apporter un soin extrême au prédécoupage des parements rocheux, et à la sécurité.

Le marché précisait les objectifs techniques :

- erreur maximale sur la verticalité ou le parallélisme des trous de prédécoupage ne dépassant pas 1 % ;
- hors profils n'ayant pas plus de 30 cm de profondeur au-delà du profil théorique, à moins d'accident géologique ;
- parois à consolider par boulonnage (à ancrage ponctuel ou à ancrage réparti) au fur et à mesure de l'avancement ;
- grillages de protection à prévoir systématiquement contre les parois de plus de 2 m de hauteur susceptibles de donner lieu à des chutes de pierres ;
- abattage à l'explosif arrêté à 50 cm du fond de fouille, et extraction du rocher terminée par réglage mécanique et mise à vif du rocher juste avant le bétonnage.

3.4. Autres contraintes

Le marché imposait à l'entrepreneur de trier les blocs utilisables en protection de berge, avant de les mettre en dépôt.

L'attention de l'entrepreneur était en outre attirée sur les contraintes spécifiques du site, liées à la présence de

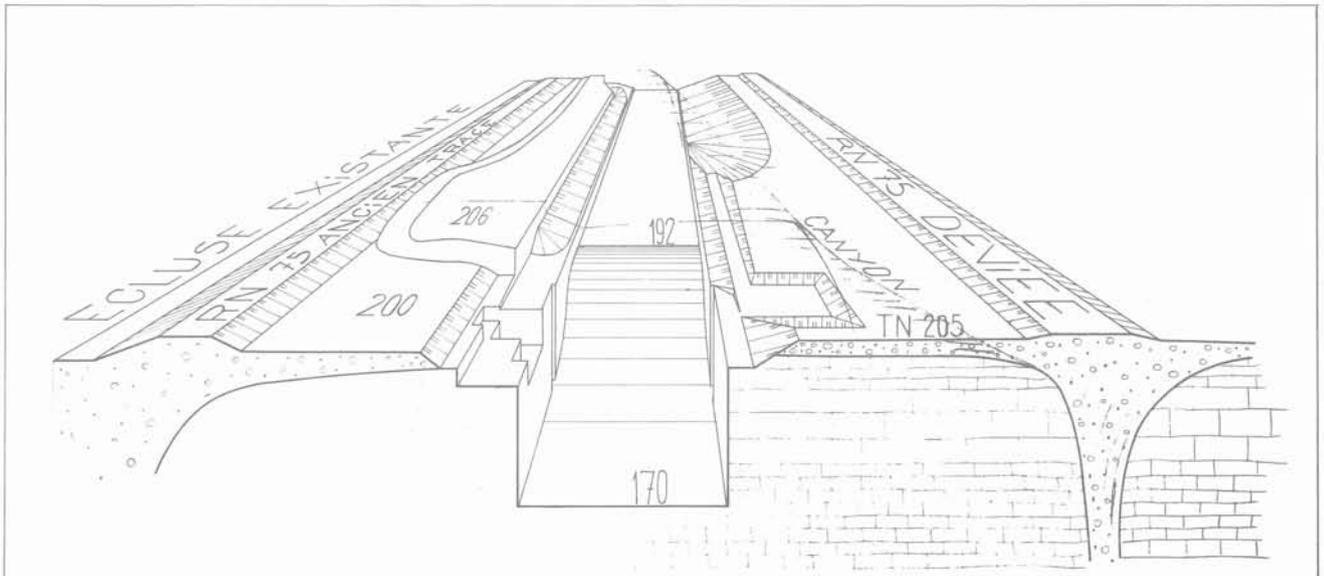


Fig. 5. — Coupe transversale au droit de l'usine montrant un cañon étroit et profond rempli d'alluvions sous la R.N. 75 déviée, complétée par une perspective des terrassements situés à l'amont.

la paroi moulée et à la proximité de voies routières, de diverses installations industrielles et du village de Sault-Brenaz.

Ces contraintes se sont traduites notamment par l'interdiction des tirs de nuit, le contrôle du niveau sonore au voisinage des habitations et un seuil de vibrations à ne pas dépasser au niveau de la paroi moulée (composante maximale de la vitesse particulière 25 mm/s).

4. RÉALISATION DES TRAVAUX PAR L'ENTREPRISE

Cette fouille a été réalisée au cours de l'été 1984 selon le calendrier suivant :

- 1^{er} avril 1984 : ordre de service ;
- avril : installations de chantier et travaux préparatoires ;
- mai à septembre : réalisation de la fouille proprement dite ;
- 1^{re} quinzaine d'octobre : réglage des fonds de fouille.

Les quantités principales ont été :

- 250 000 m³ de déblais rocheux,
- 7 400 m² de prédécoupage,
- 20 000 kg, soit mille quatre cents boulons, dont mille environ à ancrage réparti.

Outre les contraintes d'environnement, les principales difficultés techniques rencontrées par l'entrepreneur ont été causées par la forme et l'exiguïté de la fouille, l'altération du rocher qui a compliqué les plans de tirs, la présence d'une nappe phréatique sous (196) exigeant une station de pompage mobile évoluant avec les phases de chantier, et la nécessité de trier les déblais pour récupérer les enrochements.

4.1. Méthodes d'exécution

4.1.1. Prédécoupage

Dès le début du chantier, les planches d'essais ont été réalisées selon les méthodes traditionnelles : forages de diamètre 76 ou 89 mm, espacés de 0,75 ou 0,90 m, chargés avec des cordons détonants de 40 ou 70 g/m, avec amorçage simultané en tête par cordeau maître.

Ces planches d'essais n'ayant pas donné les résultats escomptés, la méthode suivante a été mise au point par approches successives :

- la perforation, effectuée à l'aide d'une foreuse équipée d'un marteau hydraulique hors trou, comporte des forages de 102 mm de diamètre espacés de 1 m et chargés à la « cislite » (gelsurite en boudin) associée à un cordeau détonant de 10 g/m ;
- la hauteur des volées peut varier de 6 à 12 m ;

— les implantations doivent être précises afin d'éviter les hors profils ; les sous-profils sont grignotés à la pelle ou au marteau hydraulique brise-roche au fur et à mesure de l'exécution.

Les hors profils constatés en fin d'exécution ont été négligeables. Il est assez remarquable d'observer des parois de fouille rigoureusement verticales sur 30 mètres de hauteur*.

4.1.2. Minage du rocher

La foration a été assurée par deux machines Tamrock D.H.H. 850.

Après différents tirs d'essai et notamment après l'évacuation de la partie supérieure du rocher altéré sur quelques mètres, un plan type de minage a été arrêté, avec un diamètre de foration de 115 mm, un maillage de 3,50 m entre trous et de 3 m entre rangs, et un dosage moyen d'explosif de 450 g/m³ (nitrate fuel aluminisé hors d'eau, sigmagel ou gelsurite sous le niveau de la nappe). L'allumage comportait l'utilisation de micro-retards à amorçage en fond de trous, pratiquée avec le système non électrique Nonel, pour permettre un décalage des détonations sans cumul (tir séquentiel).

L'approche des parements a fait l'objet de dispositions particulières : maille réduite, meilleure répartition de l'explosif dans la masse afin de ne pas ébranler les parements prédécoupés et d'éviter toute fracturation du rocher situé à l'arrière du rideau de prédécoupage.

4.1.3. Extraction - Transport

Étant donné l'exiguïté de la fouille, 40 mètres de largeur et une longueur se réduisant au fur et à mesure de la profondeur, il n'était pas possible d'envisager plusieurs échelons d'extraction. Cette réflexion est confirmée si l'on prend en compte les contraintes suivantes :

- cohabitation du minage et de l'extraction ;
- cohabitation avec la station de pompage mobile tant que le fond de fouille n'était pas atteint ;
- constitution de pistes de sortie avec rampes à 10 % de pente ;
- nécessité de sélectionner les gros enrochements dès le chargement.

C'est pourquoi, un seul engin d'extraction a été mis en place capable d'assurer un rendement respectant les délais. Une pelle Poclairn 600 C.K. équipée en rétro a assuré ce rôle avec un rendement moyen de l'ordre de 300 m³/h.

Les transports ont été assurés par des dumpers de 35 tonnes de charge utile.

Quelques moyens complémentaires ont été mis en œuvre pour assurer les travaux secondaires, à savoir une pelle Caterpillar type 235 rétro et une pelle Poclairn 90 C.K. avec marteau hydraulique brise-roche de Montabert.

* Le prédécoupage a été inventé vers 1960 précisément pour ce genre de parois verticales, au canal du Niagara. Note de l'éditeur...

4.1.4. Réglage du fond de fouille

Ce réglage est obtenu par des moyens mécaniques tels que brise-roche et petite pelle hydraulique avec nettoyage éventuel à l'air comprimé ou à l'eau sous-pression.

Toutefois, la stratification du rocher et son léger pendage ont obligé à dresser le fond de fouille avec une légère inclinaison de la rive droite vers la rive gauche en suivant le pendage naturel du rocher.

4.1.5. Soutènements et protections

Étant donné la fracturation du rocher et les risques d'éboulements, il a été décidé d'assurer la stabilité des parois par la mise en place de boulons d'ancrage dont l'implantation et le choix (ancrages répartis ou ponctuels), ont été faits sur observations des parois au fur et à mesure de l'exécution des déblais.

Les forations en \varnothing 50 mm ont été réalisées avec une machine Tamrock D.H.H.A.T. spécialement conçue pour la foration en petit diamètre.

Les boulons d'une longueur de 2 à 3 m ont essentiellement pour but d'éviter les chutes de blocs en façade et non d'assurer la stabilité générale des parois car celle-ci est, en effet, obtenue naturellement étant donné les pendages voisins de l'horizontale.

La densité moyenne a été de 1,15 boulon par 5 m² en rive droite et 0,95 boulon par 5 m² en rive gauche, ce qui s'explique par l'aspect plus torturé du parement en rive droite.

Pour protéger le personnel devant travailler à la réalisation du génie civil contre les chutes de pierres, un grillage a été mis en place sur toute la hauteur des parois avec fixation générale en tête.

Ce grillage avait pour but de canaliser les éléments rocheux de petite dimension dont la chute inopinée aurait été excessivement dangereuse.

4.2. Observations en cours d'exécution

4.2.1. Pompages

Les débits qui oscillent entre 600 et 1 000 m³/h sont assez sensibles aux variations du niveau du Rhône.

Les venues d'eau les plus significatives proviennent :

— de l'amont par contournement du bouchon de protection de l'usine avec circulation des eaux dans le canon décrit plus avant et la partie supérieure du rocher probablement assez fracturée. La majeure partie de ces eaux est recueillie au niveau (192,00) entre le bouchon et l'usine ;

— d'une circulation supposée au travers du rocher fracturé non intéressé par l'écran partiel d'étanchéité ;

— latéralement de quelques venues ponctuelles situées le long des joints de stratifications.

Les pompages sont assurés par des électropompes submersibles équipées de turbines haute pression (hauteur manométrique de refoulement de 30 mètres). La

sécurité d'alimentation électrique est assurée par le démarrage automatique d'un groupe électrogène de secours en cas de coupure sur le réseau E.D.F.

4.2.2. Vibrations

Lors de chaque tir, des contrôles sismiques ont été enregistrés. Ils ont montré que les nuisances par vibration étaient tout à fait réduites et ne pouvaient mettre en péril les constructions proches et éloignées du site (Pont de Sault-Brénaz et village entre autres).

4.2.3. Mouvements du rocher

• Dispositif d'auscultation des mouvements rocheux.

Compte tenu de la hauteur des parements rocheux, il a été décidé, dès le départ, de surveiller les mouvements du massif rocheux.

Pour ce faire on a mis en place un réseau de quatre socles en béton (2 en rive gauche, 2 en rive droite), permettant un suivi topographique de précision et munis chacun d'un système de nivelles orthogonales. Chacun de ces socles surmonte un tube inclinométrique scellé dans un forage descendant en dessous du fond de fouille.

Ce dispositif initial a été complété pendant les travaux par un réseau de quinze fissuromètres permettant, en mesurant les variations d'épaisseur des fissures en surface, de surveiller des dièdres présumés instables en tête des parements, et par un extensomètre à points multiples de 16 m de long placé dans un forage qui contrôle deux fissures délimitant un coin rocheux de volume important en rive droite.

• Mouvements observés :

— *Nivelles* : les déplacements mesurés ont montré un léger déplacement par basculement des têtes de fouille vers le vide.

— *Inclinomètres* : globalement ils ont montré la stabilité générale de la fouille ; cependant les mouvements des bancs les uns par rapport aux autres ont pu être mis en évidence notamment en rive gauche du fait du pendage légèrement incliné vers la fouille.

Un de ces mouvements a conduit au cisaillement d'un des tubes inclinométriques à 7 m de profondeur ce qui a conduit à purger ce banc qui glissait. Notons que ce mouvement a été détecté très tôt ce qui a permis d'assurer la purge avant approfondissement ultérieur de la fouille.

— *Extensomètre* : les mesures avant et après tirs ont montré que ceux-ci avaient peu d'influence sur l'ouverture des fissures au sein du massif rocheux, les mouvements restant dans un domaine quasi élastique (1/10 mm). En revanche l'approfondissement de la fouille a ouvert les deux fissures de 0,5 mm environ. Cette valeur stabilisée à l'arrêt de l'excavation, a encore doublé lors du dégel du mois de janvier 1985.

— *Fissuromètres* : globalement les mouvements sont restés faibles (inférieurs au mm) toutefois, certaines mesures ont mis en évidence des déplacements locaux importants et un boulonnage complémentaire a été

défini pour bloquer les dièdres en mouvements (boulons verticaux).

4.2.4. Autre observation

A la fin des terrassements rocheux un effondrement des terrains alluvionnaires de remplissage du canon de rive gauche a fait apparaître, en rive gauche du canal d'aménée, à 150 m environ de la partie profonde de la fouille rocheuse, une cavité d'environ 5 m de profondeur. Cet effondrement, qui a vraisemblablement pour origine le décolmatage de certains conduits karstiques consécutif aux pompages au niveau le plus bas de la fouille, s'est rapidement stabilisé.

4.3. Récupération des matériaux

Il était prévu que les déblais rocheux serviraient à la fabrication d'enrochements calibrés pour réaliser les protections des berges de l'aménagement; l'objectif étant de récupérer environ 50 % du tonnage extrait, avec les classes de poids suivantes :

5/25 kg, 10/100 kg, 100/400 kg, 400/1 800 kg.

Les deux premières catégories (5/25 à 10/100) ont d'abord été sélectionnées visuellement lors de la mise en dépôt en favorisant la ségrégation, par déchargement des dumpers au sommet d'une berge verticale de 3 à 4 mètres de hauteur et récupération à la chargeuse des matériaux en pied du dépôt. Cette méthode a été utilisée au début du chantier pendant les mois de mai et juin 1984 en attendant l'installation d'une grille de criblage implantée au niveau (192) N.G.F. entre le bouchon amont et l'usine. Pendant cette période, ce sont

les matériaux de surface qui étaient exploités; leur nature (rocher altéré) n'a pas permis un taux de récupération élevé. Ensuite la sélection a été obtenue par passage sur une grille statique, de 8,20 × 5,50 m avec un espacement entre barreaux de 0,20 m, qui a pu être opérationnelle au début du mois de juillet au moment où les qualités du rocher devaient permettre un meilleur taux de récupération; celui-ci n'a cependant pas été aussi élevé qu'on l'avait espéré à cause de la fragilité du rocher et de sa stratification horizontale très marquée.

Les deux autres catégories (100/400 et 400/1 800 kg) ont été obtenues par un tri visuel lors de l'extraction. Ces matériaux sont en effet facilement identifiables et faciles à sélectionner par un conducteur de pelle habile.

CONCLUSION

Les travaux de terrassements rocheux qui constituent une étape importante du chantier de réalisation de l'usine hydro-électrique de Sault-Brénaz, se sont déroulés dans des conditions satisfaisantes. Les délais ont été respectés, il n'y a eu à signaler aucun accident, la tenue des parois de la fouille est correcte et le volume attendu des purges faible.

Le seuil maximal de vibrations imposé à l'entrepreneur n'a jamais été dépassé.

Le terrassement n'ayant recoupé aucun écoulement dans des conduits karstiques, les venues d'eau ont été plus faibles que prévu.

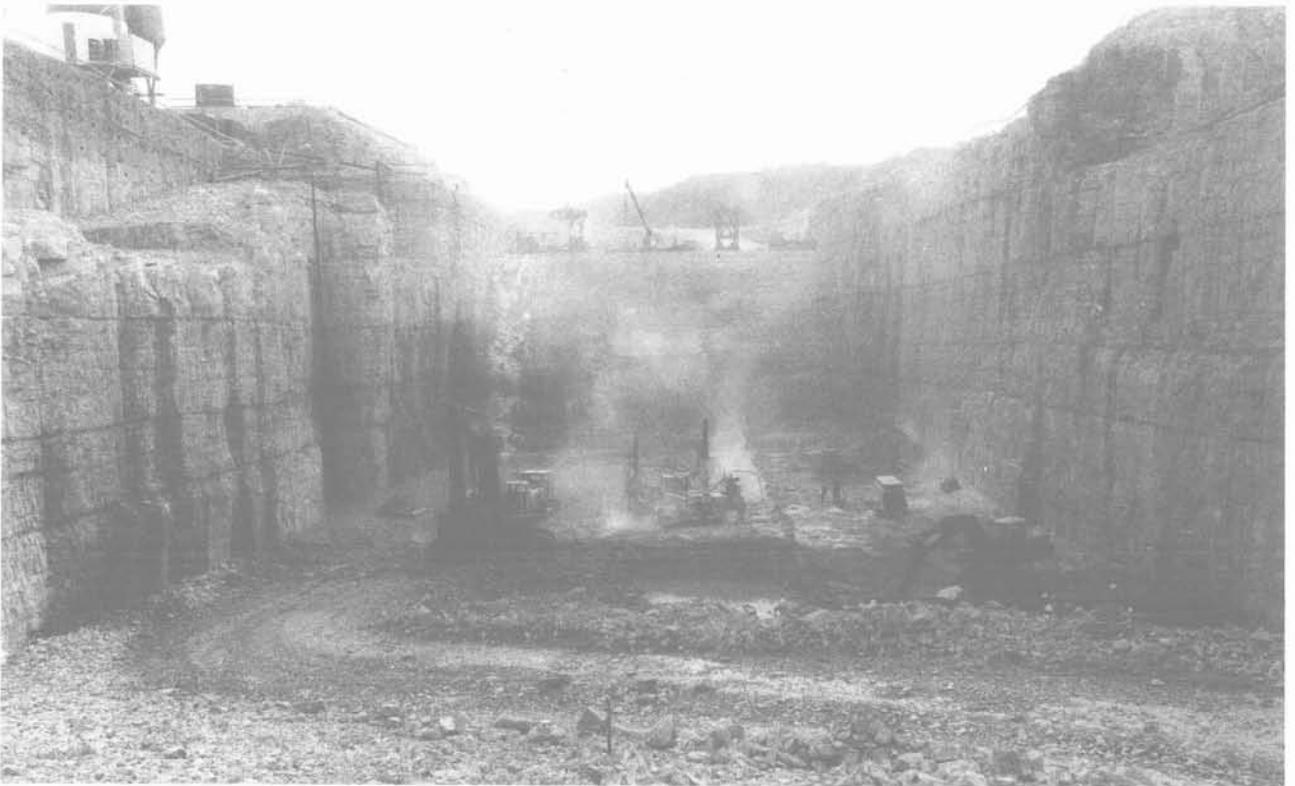


Fig. 6. — Fouille de l'usine vue d'aval.

discussion

avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression*

discussion par :

P. HABIB**

I. — Il est tout à fait essentiel de pouvoir disposer de la meilleure loi de comportement possible et il est pour cela nécessaire de réaliser des essais de compression (ou d'extension) triaxiale avec des champs de contraintes parfaitement homogènes. Tant que les essais de laboratoire avaient pour but d'obtenir les caractéristiques du domaine linéaire (module de Young - Coefficient de Poisson) ou du critère de résistance maximale (σ_{mx} , C_{mx}), la réponse classique des expérimentateurs a consisté à utiliser des éprouvettes longues avec des conditions d'appui pas toujours très bien définies mais telles que des extensomètres placés dans la partie centrales des éprouvettes, comme l'a rappelé récemment BURLAND, permettent d'avoir une mesure de déformation correcte dans un champ assez homogène. Il s'agit là d'une application intuitive du principe de saint Venant. Pour la rupture, on admet implicitement que la longueur de l'éprouvette est suffisante si un plan de glissement peut se développer librement entre les plaques d'appuis, l'élançement des éprouvettes étant toutefois limité par les risques de flambage. Ces conditions acceptées par tous les laboratoires, correspondent à des élançements compris entre 2 et 2,5. Des conditions expérimentales correctes sont devenues plus difficiles à assurer à partir du moment où les exigences théoriques ont rendu nécessaire la connaissance de lois de comportement parfaites, par exemple dans le cas du radoucissement ou pour le comportement véritablement triaxial et où il a fallu s'assurer de la normalité des contraintes exercées sur les faces d'un cube. De nombreuses solutions ont été proposées (lubrification par les graisses, lubrification solide, coussins hydrauliques, coussins de roulements à billes, appuis par des brosses, éprouvettes en ligne de jet ...) pour des matériaux aussi différents que les sables, les argiles, les roches ou les bétons et avec des succès certains, mais il convient de rappeler que le problème de l'antifrettage est délicat.

Prenons l'exemple élémentaire de la compression simple. Au contact des faces d'appuis, existent des liaisons avec frottement d'où en cours d'écrasement un retrait aux bases qui augmente la résistance par frettage et entraîne une déformation en tonneau. Si on lubrifie des faces d'appui avec un liquide placé entre deux feuilles de caoutchouc, sous l'effet de la contrainte normale, il se produit une pression dans l'huile qui tend à être expulsée latéralement. Par viscosité, elle transmet une force tangentielle radiale divergente à la tête de

l'éprouvette, assimilable à une traction biaxiale ce qui diminue la résistance du matériau. Ce serait évidemment la même chose avec une graisse molle. En définitive, une éprouvette courte n'est bien antifrettée que lorsqu'elle donne la même résistance qu'une éprouvette longue non antifrettée et étant entendu que les deux essais doivent donner le même résultat pour les modules de déformation mesurés au centre de l'éprouvette. Plus subtilement, on peut dire aussi que la déformation d'une éprouvette antifrettée doit rester homogène, c'est-à-dire qu'un cylindre doit rester un cylindre ; mais ce n'est pas toujours facile d'apprécier la qualité de cette déformation et en tous cas, un bon résultat obtenu en grande déformation ne signifie pas qu'un bon résultat ait été obtenu en petite déformation. Pour les essais triaxiaux sur matériaux un peu résistant, nous avons opté au L.M.S. (HABIB 1984) pour une lubrification solide par du bisulfure de molybdène sur des confettis d'aluminium de façon à ne pas introduire de résistance à la traction parasite sur les faces d'appui des éprouvettes.

II. — Lorsqu'il existe un radoucissant associé à l'apparition d'une ou de plusieurs surfaces de glissement, il n'est pas possible de parler de loi de comportement (σ , ϵ) puisque la déformation devient discontinue. Elle est pratiquement nulle dans les monolithes situés de part et d'autre des plans de glissement ; elle est infinie dans le voisinage même des plans de glissement. Ceci entraîne que la pente de la courbe effort-déformation dans la partie radoucissante n'a pas une détermination unique et qu'elle dépend de l'élançement des éprouvettes, c'est-à-dire que l'expérimentateur ne peut pas donner de loi de comportement au cours du radoucissement ou plutôt qu'il peut donner n'importe quoi. Il semble (VAN MIER 1985) que le paramètre qui donne une signification physique à la pente du radoucissement soit le déplacement relatif des morceaux situés de part et d'autre du plan de glissement.

III. — Pour les applications pratiques de la Mécanique des Sols, il convient de rappeler que les valeurs de résistance maximale obtenues dans les essais triaxiaux sont des résultats sûrs correspondant à des valeurs σ_{mx} et C_{mx} correctes du critère de rupture et que les valeurs résiduelles σ_r et C_r obtenues après un long glissement dans un appareil de cisaillement (par exemple par torsion) sont aussi des valeurs sûres, c'est-à-dire reproductibles.

* (Mars 1986) J.L. COLLIAT - J. DESRUES - E. FLAVIGNY, Revue Française de Géotechnique, n° 34, Paris, 1986.

** École Polytechnique, Laboratoire de Mécanique des Solides, 91128 Palaiseau Cedex.

La méthode proposée pour la mesure du module d'Young qui consiste à déduire de la déformation mesurée, la déformation du système d'appui avec anti-fretage est tout à fait aléatoire car elle consiste à séparer deux quantités du même ordre de grandeur et chacun sait qu'une telle correction est très imprécise. En particulier, il est nécessaire de conserver strictement tous les modes opératoires (dimensions des éprouvettes, épaisseur des gaines, épaisseur des films de graisse, qualité de la graisse, etc.) sauf à réétalonner chaque fois les corrections à faire par les longues séries expérimentales proposées par COLLIAT, DESRUES et FLAVIGNY.

IV. — Les résultats expérimentaux obtenus par les auteurs sont extrêmement intéressants et il faut souligner l'importance pour les applications numériques d'avoir des lois de comportement parfaitement représentatives de la relation entre les efforts et les déformations des matériaux réels.

Il n'en reste pas moins vrai qu'en pratique, ce ne sont pas les déformations $\frac{\Delta l}{l}$ de 20 % des sols qui sont intéressantes mais ce sont celles qui sont soit inférieures à 3 % car les désordres correspondants dans les structures sont déjà tout à fait inadmissibles : les déformations de services sont le plus souvent inférieures à 1 et 2 % ; soit celles qui sont extrêmement grandes, peut-être supérieures à 1 000 % et qui correspondent aux écoulements plastiques permanents (vidange des silos,

écoulement rhéologique des pâtes, états de la matière dans les surfaces de glissement, etc.).

V. — Enfin, il reste un commentaire à faire sur les essais « parfaits » ayant pour but de réaliser un champ homogène sans permettre l'apparition « prématurée » d'une surface de glissement. Le but est louable, rappelons-le, pour avoir une loi de comportement parfaite à des fins d'analyse numérique. Mais la réalité de tous les jours nous montre le développement de surface de glissement, sous une fondation rompue, au pied d'un talus artificiel ou dans le glissement d'une pente naturelle. Il est donc particulièrement important de pouvoir disposer d'essai permettant le développement et l'analyse des surfaces de glissement en particulier pour la connaissance des résistances résiduelles, dont on comprend bien que la détermination ne passe pas par l'analyse fine de ce qui se produit immédiatement avant ou après le maximum de résistance.

RÉFÉRENCES

- P. HABIB (1984), *Les surfaces de glissement en Mécanique des Sols*, Revue Française de Géotechnique, n° 27, pp. 7-21.
- J. VAN MIER (1985), *Strain Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*, Thèse de Doctorat, Technische Hogeschoof Eindhoven.

avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression

réponse des auteurs par :
J.L. COLLIAT - J. DESRUES - E. FLAVIGNY*

Nous remercions le Professeur HABIB pour son commentaire de notre article consacré aux avantages et inconvénients de l'utilisation de systèmes d'antifretage dans l'essai de compression, qui montre pour l'essentiel une convergence de nos points de vue respectifs, tout en appelant quelques remarques que nous faisons ici.

Les points I et III du commentaire de M. HABIB soulignent diverses difficultés liées à l'utilisation de systèmes d'antifretage. Le titre même de notre article, qui évoque explicitement les inconvénients de ces systèmes en même temps que leurs avantages, indique que les difficultés sont partie intégrante de notre propos. Nous présentons notamment une étude détaillée de celle qui paraît actuellement la plus grave, à savoir l'erreur sur les modules liée à la mise en place de l'antifretage en début d'essai.

En ce qui concerne ce point particulier, il est exact que la démarche envisagée dans l'article doit être appuyée sur une base expérimentale assez large, permettant pour un matériau donné et pour un dispositif d'antifretage donné, d'estimer la correction à apporter aux mesures effectuées sur les échantillons antifrettés. Les alternatives à cette démarche consistent soit à effectuer des essais spécifiques, en condition frettée, pour le domaine des très petites déformations, soit à faire des mesures de déformation locales, par exemple dans la partie centrale de l'échantillon antifretté. Dans la première alternative on sera conduit à faire grosso modo le même nombre d'essais que ceux nécessaires à caler une correction, avec en outre, la difficulté d'avoir à raccorder les courbes petites déformations-grandes déformations. Dans la seconde, l'instrumentation à mettre en œuvre est importante, délicate, et enfin ne donne qu'une ou quelques mesures locales, sujettes à caution quant à leur représentativité sauf à multiplier le nombre de capteurs. Le choix est donc difficile, et l'option présentée, susceptible d'être discutée.

En ce qui concerne les éventuelles contraintes de cisaillement sur la tête de l'échantillon, consécutives à l'expulsion radiale de la graisse utilisée en sandwich dans le dispositif d'antifretage, il convient de noter que, si l'on observe effectivement une expulsion de la graisse, en revanche il n'est pas évident que les contraintes d'origine visqueuse induites soient significatives, compte tenu du fait que les vitesses sont faibles (à discrétion de l'expérimentateur). En tout état de cause elles sont bien inférieures à celles résultant du fretage.

Il demeure certain que tout ce qui pourrait réduire la compressibilité axiale du sandwich et sa tendance à l'expulsion radiale est profitable, et de ce point de vue la technique de lubrifiant solide sur confettis d'aluminium étudiée au L.M.S. est très intéressante et mériterait d'être testée sur des matériaux courants.

Dans son point II, M. HABIB rappelle que l'apparition d'hétérogénéités caractérisées dans l'échantillon, sous la forme de surfaces de glissement, interdit toute exploitation directe des résultats en terme de comportement élémentaire. Il est clair que c'est bien notre point de vue, et que l'un des avantages décisifs de l'essai antifretté est de réduire autant que se peut les causes d'amorçage prématuré de ces hétérogénéités « en grand ». Les tomographies d'échantillons déformés nous semblent à cet égard très illustratives.

En revanche, nous devons faire remarquer par rapport au point V du commentaire, que les conditions de l'essai antifretté, fût-il parfait, n'interdisent en rien l'apparition d'une surface de glissement ; elles ne font qu'éviter de l'induire artificiellement dans une situation, où comme le montrent nos tomographies, la déformation non localisée est possible. Certes la localisation de la déformation est un phénomène capital qu'on ne doit plus rejeter au rang des incidents d'essai mais reconnaître pour un trait du comportement au sens large des matériaux ; et on peut adhérer ou ne pas adhérer à l'idée que ce phénomène puisse découler du comportement élémentaire, tel qu'on essaie de le mesurer dans les essais « parfaits » et de le formuler dans les lois de comportement. En revanche, il est douteux qu'on puisse progresser beaucoup en étudiant le comportement élémentaire sur des essais conçus non élémentaires, et reconnus non reproductibles du fait de la localisation induite par le fretage.

Enfin, concernant le point IV, il est certain que les déformations courantes dans les ouvrages sont faibles en général, sauf dans les zones de concentration où elles atteignent des valeurs considérables une fois le processus de localisation consommé. Ainsi on peut penser qu'il suffit de savoir caractériser les petites déformations en masse, et les très grandes sur des surfaces de discontinuité (lois d'interface). Cette démarche est parfaite dans tous les cas où l'on connaît à priori le lieu de la discontinuité, et de tels cas existent (le problème des pieux et tirants d'ancrage par exemple). En revanche, dans les grandes masses de sol, on ne connaît pas ce lieu et le problème reste entier. Il faut alors rechercher le mécanisme de blocs et surfaces parmi l'infinité des solutions possibles. Des espoirs, dont l'avenir dira si ils étaient fondés, sont placés actuellement dans l'étude de la transition du champ de déformation continuement hétérogène au champ localisé. Cette étude passe par la connaissance du comportement élémentaire du matériau depuis les déformations petites jusqu'aux grandes (celles pour lesquelles on peut estimer tendre asymptotiquement vers un comportement résiduel en sollicitation monotone). D'où l'intérêt d'essais élémentaires capables de fournir des résultats reproductibles sur cette étendue de déformation, dans des conditions d'homogénéité satisfaisantes.

* Institut de Mécanique de Grenoble - Laboratoire (U.A.G.) associé au C.N.R.S., Domaine Universitaire, B.P. n° 68, 38402 Saint Martin d'Hères.

Large Rock Caverns

Symposium international à Helsinki du 25 au 28 août 1986
sur les Grandes excavations souterraines

Le comité d'organisation fait part du grand intérêt suscité par cette manifestation. En effet plus de 200 communications sont annoncées en provenance de 39 pays. Les plus forts contingents viennent de la Finlande et de la Chine (chacun 21), suivis des États-Unis (16), de la Suède (14), de la Norvège et du Japon (chacun 11), l'Inde, la Yougoslavie, l'Union Soviétique approchent de 10, la France a 3 communications.

Ainsi cette réunion va s'inscrire à la suite de 5 symposiums précédents sur des sujets très voisins, Oslo 1969, Lucerne 1972, Stockholm 1977 et 1980 et Aix-la-Chapelle 1982. Comme les précédentes elle réunira des mécaniciens des roches tant de génie minier que de génie civil. Comme celle de Stockholm en 1980 elle est ouverte aussi aux maîtres d'ouvrage intéressés par les usages du sous-sol.

Aussi les séances de travail sont groupées en deux séries parallèles, l'une pour les problèmes techniques de géologie, mécanique des roches, et procédés de construction, l'autre pour les problèmes « non techniques » qui ne sont pas moins importants : problèmes économiques, problèmes de réglementation, problèmes d'environnement.

Les tournées d'études en Norvège et en Finlande comportèrent les types d'usages les plus variés, stockages de pétrole et de gaz, entrepôts, stations de traitement des eaux, mais aussi musées, salles de sports et piscines, théâtres, etc. Une part importante de ces installations ayant une fonction d'abri de défense civile en cas de bombardement ou de retombées.

Les organisateurs pensent que l'expérience scandinave mérite l'intérêt des visiteurs d'autres pays. La tradition minière est très ancienne en Finlande, les conditions géologiques sont favorables, l'industrie fournit un matériel de qualité, aussi le coût du mètre cube excavé peut descendre au-dessous de 150 FF, ce qui met le mètre carré utile d'entrepôt aux environs de 2 000 FF, au niveau du prix du seul terrain en zone urbaine.

Renseignements auprès du Dr Kari Saari, Technical Research Center of Finland, Lehtisaarentie, 2, 00340 Helsinki Finlande.



Deux terrains de hockey sur glace souterrains à Tampere, Finlande.



Salle souterraine de concert à Punkaharju, Finlande.

Méthode de prévision des pressions interstitielles	9	Détermination en sondages de la perméabilité d'un milieu rocheux fracturé : aspects théoriques et pratiques	20
Consolidation d'un sol élastoplastique	19	Découpage par jets liquides en géotechnique	20
PAROIS			
Expérimentation en vraie grandeur d'un rideau de palplanches	8	La congélation des sols	21
Étude expérimentale d'une paroi moulée ancrée par quatre nappes de tirants	8	Note technique : CÉZEAU : un projet de banque de terminologie en mécanique des sols	21
Rupture d'un rideau de palplanches	13	Essais hydrauliques et hydrogéologiques	23
Analyse de la stabilité des murs de soutènement par le calcul à la rupture	25	Réponse sismique d'une couche de vase molle	25
Étude expérimentale de la sollicitation exercée par le sol sur les ouvrages de soutènement souples	28	Problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stravronikita du mont Athos (Grèce)	26
DIVERS			
Le bilan énergétique en mécanique des roches	1	Le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire	26
Processus local de destruction des roches par un outil de forage	5	Contribution à l'étude de la prévision des éruptions volcaniques, application à la Soufrière	27
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente	14	Sols frottants mobiles et mobilisables sous l'action de la houle et des courants en géotechnique marine	28
Toponymie et géotechnique	14	Tectonique des plaques et mécanique des roches	30
Les premiers temps de la mécanique des sols	15	Un nouveau modèle de calcul de trajectoires de blocs rocheux ..	30
Fissuration longitudinale des chaussées	19	Rapport annuel 1984 des activités de recherche en France en mécanique des roches	31
Mesures de contrainte dans la vallée d'Aspe	20	Étude de l'activité sismo-acoustique liée à une injection de fluide dans un massif granitique	33
		Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'anti-fretage dans l'essai triaxial de compression	34

**Bon de commande à adresser à : Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées
28, rue des Saints-Pères. 75007 PARIS**

Revue Française de Géotechnique	Prix unitaire	Quantité	Montant total
Abonnement 1986 (n ^{os} 34 à 37)	415		
Année 1985 (n ^{os} 30 à 33)	415		
Année 1984 (n ^{os} 26 à 29)	415		
Numéros anciens (sauf spécial 14 bis)	117		
Numéro spécial 14 bis	159		
Collection complète (n ^{os} 1 à 33 y compris n ^o spécial 14 bis)	2 000		

Ci-joint mon règlement par chèque à l'ordre de : Anciens ENPC-Formation Permanente
(une facture justificative vous sera adressée)

Voici mon adresse : professionnelle personnelle

Nom Date

Société Signature

Adresse

Code Postal [] [] [] [] [] Ville

Pays

consignes de rédaction des articles

Seuls les manuscrits n'ayant jamais été publiés, n'étant pas en cours de publication, n'ayant pas été présentés ailleurs, peuvent être soumis au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique.

La présentation d'un manuscrit engage l'auteur à déléguer à la R.F.G. et au service chargé de la publication, dès que l'article a été accepté, le copyright correspondant y compris tous droits de reproduction photographique ou par microfilm, de traduction et de tirage à part.

Le manuscrit ne doit présenter aucun aspect commercial. Cependant, l'auteur ne doit pas hésiter à citer les noms propres nécessaires à la compréhension du sujet.

Tous les manuscrits sont examinés par le Comité de Lecture de la Revue. Ceux dont la publication a été refusée, comme ceux dont la rédaction ou spécialement les figures ne respectent pas les recommandations faites ci-dessous, seront retournés à l'auteur.

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, Presses de l'E.N.P.C. - B. Mandagaran, 28, rue des Saint-Pères - 75007 Paris.

L'auteur recevra gratuitement vingt-cinq tirés à la suite. Toute commande supplémentaire et à titre payant devra être adressée au moment de l'acceptation de l'article par le comité de rédaction.

PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

1. Le manuscrit original rédigé en français doit être écrit à la machine avec un double interligne (y compris les résumés, les appendices, la bibliographie, les notes en bas de page, les tableaux et les légendes des illustrations), sur du papier 21 × 29,7 et doit comprendre les illustrations originales.

Les trois exemplaires requis peuvent se composer de l'original et de deux photocopies à condition que celles-ci soient parfaitement nettes et lisibles.

L'ensemble doit pouvoir être expédié dans une enveloppe de format ordinaire.

La longueur totale du manuscrit (texte à double intervalle, tables, figures et annexes) ne doit pas dépasser trente pages (recto uniquement, verso blanc).

On indiquera clairement le découpage retenu pour l'article, et l'information relative à un paragraphe donné ne figurera que dans ce paragraphe. On évitera les répétitions et les notes en bas de page ou en fin d'article pour les explications nécessaires à la compréhension de l'article.

2. Le titre doit être composé de mots qui décrivent suffisamment le contenu de l'article et doit contenir des mots clés principaux pour pouvoir être facilement indexé par les divers centres de documentation.

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre

et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

Un résumé bilingue, en français et en anglais, ne dépassant pas une centaine de mots dans chaque langue (en plus du titre et du nom de l'auteur), doit accompagner le manuscrit. Il décrira les objectifs, les résultats et les conclusions de l'article de manière aussi précise que possible. Toute information originale, nouvelle ou importante doit être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

L'auteur utilisera dans le texte l'expression impersonnelle. Il soulignera les mots qu'il faut faire ressortir par une impression en italique, particulièrement les noms de personnes, d'organismes ou de lieux.

La numérotation des chapitres et paragraphes sera décimale et utilisera exclusivement les chiffres arabes : elle sera limitée à trois caractères : X, x, x.

La conclusion tentera de dégager les efforts fondamentaux du travail présenté et les conséquences importantes sur les travaux futurs. Éventuellement, elle pourra être consacrée à une discussion brève de l'interprétation des travaux présentés.

Les appendices et encarts sont utiles pour présenter des informations complémentaires dont l'inclusion dans le corps de l'article briserait l'écoulement logique du texte, aussi bien que des données ou des analyses trop longues dont les détails ne sont pas indépendants pour la bonne compréhension du texte. Ils sont pris en compte dans le nombre de pages.

3. Les unités et symboles à utiliser sont dans tous les cas ceux du Système International.

Dans le cas où les symboles utilisés dans le corps de l'article sont particuliers, on les regroupera en début d'article. Si un petit nombre seulement de symboles non standardisés sont utilisés, il est nécessaire de les définir parfaitement le plus tôt possible dans le corps de l'article.

4. Les illustrations seront aussi dépouillées que possible ; sur les graphiques, les écritures seront réduites au minimum et remplacées par des repères explicités en légendes. On évitera, par exemple, de mettre plus de trois courbes sur le même graphique ; on pourra, au besoin, décomposer une figure en plusieurs graphiques illustrant chacun un aspect de ce que l'on veut montrer.

La taille des figures sera tout au plus celle d'une page (210 × 297 mm).

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit.

Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies sera telle qu'une réduction conduira à une largeur « publiée » dans la R.F.G. de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par exemple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

Il est demandé aux auteurs d'envoyer à la revue des figures originales présentant les caractéristiques ci-dessus (une variation de ± 1 cm sur la largeur est tolérée pour les figures présentées sur une colonne et de ± 2 cm sur la largeur des figures présentées sur deux colonnes, car la réduction ou la dilatation au moment de la photogravure permet d'effectuer la correction). Pour une bonne qualité de reproduction des photos, il est indispensable d'utiliser des films noir et blanc.

5. Les tableaux seront dactylographiés séparément et fournis en triple exemplaire (format 210 \times 297 mm, recto). Des exemples et une explication pour chaque tableau doivent figurer dans le texte. Les tableaux feront l'objet d'une numérotation particulière en séquence suivant leur ordre d'apparition. Ne pas utiliser d'abréviations autres que les unités ou symboles dans les tableaux. Éventuellement, numérotter les diverses colonnes des tableaux afin d'en faciliter l'explication et l'illustration dans le texte.

6. Toutes les formules, équations et expressions mathématiques devront de préférence être dactylographiées, et les symboles clairement identifiés.

Dans tous les cas où une ambiguïté est à craindre, il est souhaitable d'écrire à la main les formules mathématiques du texte.

Les lettres utilisées comme symboles doivent être définies lorsqu'elles apparaissent pour la première fois dans le texte, les figures ou les tableaux. Elles devront faire l'objet d'une liste alphabétique (dénommée « Notations ») donnée en annexe.

Tout symbole manuscrit ou pouvant faire l'objet de confusions doit être identifié en marge (par exemple : prime et un, o et zéro, Zed et deux, elle et un, etc.). Les lettres grecques doivent être également identifiées dès leur première apparition. Toutes ces identifications seront faites en marge au crayon.

Chaque équation ou groupe d'équations doit être centré pour faciliter la lecture.

Généralement, la plupart des expressions mathématiques sont composées en italique. Cependant, les abréviations de fonctions trigonométriques (sin, cos, tg, etc.) et des logarithmes naturel ou vulgaire (ln et log) sont imprimées en caractères romains. Les vecteurs et matrices le sont en caractères gras.

Les fractions simples apparaissant dans le texte s'écrivent sur une seule ligne avec des parenthèses, par exemple,

$1/(a + b)$ et non sous la forme $1/a + b$ ou $\frac{1}{a + b}$. On por-

tera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante : $\{ \} [()]$. On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple : écrire $(ax^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

$\exp [2x^2 / (1 - y)^2]$ plutôt que $e^{\frac{2x^2}{(1 - y)^2}}$.

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations.

7. Les références citées dans le texte doivent être rassemblées en ordre alphabétique dans une « liste de références » donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

Le classement se fait suivant le nom de l'auteur suivi de l'année de publication (ex. : Dupont A. — 1975). S'il y a au plus trois auteurs, citer les noms de chacun d'eux. S'il y a quatre auteurs ou plus, citer le premier et le faire suivre de la mention « et al. ». Quand deux ou plusieurs références concernent un même auteur, les classer par ordre chronologique à la suite les unes des autres. Toute référence faite dans le texte à un auteur donné, devra comporter le nom du premier auteur et l'année de publication entre crochets. D'une manière générale, toutes les références données en annexe doivent être citées dans le texte, sauf si la liste constitue une bibliographie. Dans ce cas, l'annexe correspondante sera appelée « bibliographie ».

Articles de revues

Faire suivre la référence (auteur, année, titre de l'article entre guillemets) du nom complet de la revue en italique, du numéro du volume, du numéro de la revue, du lieu de publication, du mois et de l'année, des numéros de la première et dernière pages (cf. exemple ci-dessous).

WOODS, R.D. (1968). — « *Screening of Surface Waves in Soil* ». — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the A.S.C.E., vol. 94 n° S.M.4, Ann Arbor, Mich. U.S.A., juillet 1968, pages 951-954.

Livres

Faire suivre le nom de l'auteur de celui du chapitre entre guillemets, de celui du livre en italique, du numéro de l'édition, du numéro du volume, du nom complet de l'éditeur, du lieu d'édition, de l'année, éventuellement du numéro des pages concernées (cf. exemple ci-dessous).

TERZACHI, K. (1943). — « *Chap. IX Stability of Slopes* ». — Theoretical Soil Mechanics, 4^e édition John Wiley and Sons Inc., 1947, pages 144-152.

Thèses

Faire suivre le nom de l'auteur du titre en guillemets puis donner obligatoirement les indications suivantes : thèse présentée à l'Université de (nom) soutenue le (date) pour obtenir le grade de Docteur (ès Sciences, d'Université, Ingénieur) (cf. exemple ci-dessous).

ROCOPOPLAN, J.A. (1964). — « *Contribution à l'Étude des Appareils de Mesure de Densité au Moyen de Rayons Gamma* ». — Thèse présentée à l'Université de Paris, soutenue le 16 juin 1964, pour obtenir le grade de Docteur-Ingénieur.

Communication à un Congrès (ou Conférence)

Faire suivre le nom des auteurs du titre entre guillemets, puis indiquer le mois et l'année et donner le nom complet du Congrès ainsi que le lieu du Congrès ou Conférence (cf. exemple ci-dessous).

DANTU, P. (1961). — « *Étude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima* ». — Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris.

COMITÉ FRANÇAIS DE MÉCANIQUE DES ROCHES

6^e CONGRÈS INTERNATIONAL DE MÉCANIQUE DES ROCHES MONTREAL, Canada - 30 août-3 septembre 1987

Les quatre thèmes techniques de cet important congrès quadriennal de la Société internationale de mécanique des roches sont :

- écoulement des fluides et isolement des déchets ;
- fondations et pentes ;
- creusement avec et sans explosif ;
- ouvrages souterrains sous fortes contraintes.

Des ateliers supplémentaires sont prévus sur la mécanique des roches salines, les essais sur les roches et de nombreux autres sujets.

Montréal promet d'être un rendez-vous très intéressant. Située sur le fleuve Saint-Laurent dans la province francophone du Québec, la ville associe le meilleur de l'ancien et du nouveau monde. Renommée par sa gastronomie, elle vous invite à découvrir une riche vie culturelle et des distractions diversifiées capables de séduire le visiteur jour et nuit à toute époque de l'année. Le comité « d'hospitalité » prépare un programme à la fois complet et varié pour les délégués et les personnes qui les accompagnent.

Pour ceux qui désirent visiter à cette occasion d'autres parties du Canada, des tournées d'études avant le congrès les emmèneront dans des mines, dans l'Ontario et dans la Terre de Baffin (dans le Grand Nord), sur un projet hydroélectrique du Nord-Québec, dans une mine de charbon de Nouvelle-Écosse avec un tunnel en creusement, et au laboratoire souterrain de recherche nucléaire du Manitoba. Après le congrès, il y aura l'aménagement hydroélectrique du Niagara et les tunnels de chemin de fer dans les Montagnes Rocheuses, en Colombie britannique.

Un droit d'inscription de 50 dollars est réservé aux étudiants, le droit normal étant prévu aussi bas que possible. Une réduction de 100 dollars sera faite pour les inscriptions payées avant le 15 février 1987.

Plus de 2 000 demandes ont été reçues pour le bulletin n° 2 qui va être distribué, avec le formulaire d'inscription. Si vous n'êtes pas sur la liste, écrivez à John FRANKLIN, président du Comité de publicité du 6^e Congrès, The Stream, RR1, ORANGEVILLE ONTARIO L9W 2Y8.

La date limite pour proposer des résumés à votre comité national de mécanique des roches est le 31 mars 1986. Les résumés reçus plus tard ne pourraient être acceptés qu'en fonction des quotas alloués. La limite pour le texte des communications est le 15 novembre 1986.

ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES

Session de Formation Continue - 2^e semestre 1986

GÉOTECHNIQUE - MATÉRIAUX - STRUCTURES

- | | | |
|--|-------------------|-------|
| — Le traitement des sols aux liants hydrauliques | 7 au 10 octobre | Rouen |
| — Les voies nouvelles du matériau béton :
béton de hautes performances, béton de fibres | 8 et 9 octobre | Paris |
| — Conception et calcul des fondations :
les fondements du fascicule 62 | 18 et 19 novembre | Paris |
| — L'amélioration en place des sols et des roches
par renforcement | 18 au 20 novembre | Paris |
| — Géotextiles, géomembranes | 9 au 11 décembre | Paris |
| — Les bétons apparents | 16 et 17 décembre | Paris |

Journées d'étude :

- | | | |
|--|-------------------|-------|
| — La réglementation française et étrangère en géotechnique | 16 et 17 décembre | Paris |
|--|-------------------|-------|

Pour le programme détaillé contacter : C. Rose : au (1) 42.60.34.13