

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 26

110 F

1^{er} TRIMESTRE 1984

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

15 MAI 1984

Directeur de la Publication: P. Habib

Président du Comité de Direction: A. Pasquet

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 Rochele - G. L'Héritau - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire: B. Mandagaran

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1984 (numéros 26 à 29) franco: 350 F

Prix au numéro franco: 110 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

LC.P.C. - Paris
DEPARTEMENT
SOLS - FONDATIONS
Bibliothèque

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.

© 1984

Presses de l'école nationale des
Ponts et chaussées



REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 26
1^{er} TRIMESTRE 1984

sommaire

résumés	5
calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis M. Boulon - A. Puech	7
étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale D. Billaux - B. Feuga - S. Gentier	21
problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stavronikita du mont Athos (Grèce) C.A. Demiris - J.D. Meladiotis	31
les fondations du barrage de Ridracoli P.P. Rossi	39
le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire G. Sanglerat - T.R. Sanglerat	55
reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible H.C. Van de Graaf	63
informations	69

résumés

calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis

M. BOULON - A. PUECH

Les auteurs présentent une méthode de simulation numérique du comportement des ouvrages soumis à des sollicitations cycliques (code Cyclope). Cette méthode condense l'effet des cycles sous forme d'un *pseudo-fuage cyclique* et fait appel à la méthode classique des éléments finis. Ils appliquent cette méthode à la prévision du comportement d'un pieu expérimental instrumenté (pieu de Plancoet) et notent une concordance plus que qualitative des résultats expérimentaux et des résultats simulés.

étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale

D. BILLAUX - B. FEUGA - S. GENTIER

Un modèle théorique du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale a été élaboré. Ce modèle suppose la fracture dotée d'aspérités, ou dents, de hauteur variable, et à comportement élastoplastique, le seuil de rupture de chaque dent étant fonction de la pression de confinement à laquelle elle est soumise. La distribution des hauteurs d'aspérités introduite dans le modèle est déduite de celle des ouvertures libres déterminées au « rugosimètre » sur des sections de fractures naturelles. Des essais de compression simple réalisés en laboratoire sur des fractures naturelles confirment le bien-fondé du modèle utilisé. Le matériau testé est un granite à grain moyen provenant de la carrière de Maupuy, près de Guéret, dans la Creuse.

problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère Stavronikita du mont Athos (Grèce)

C.A. DEMIRIS - J.D. MELADIOTIS

On analyse le problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère Stavronikita du mont Athos (Grèce) dues au glissement de la masse rocheuse sur laquelle est fondé le compartiment oriental du monastère.

On détermine les conditions géologiques et tectoniques de la région, les modalités de glissement et la géométrie de la masse rocheuse glissante, et à l'aide des projections stéréographiques, on précise les conditions d'équilibre de la masse rocheuse glissante.

les fondations du barrage de Ridracoli

P.P. ROSSI

Le barrage poids-voûte de Ridracoli, situé dans les Apennins Centraux, s'appuie sur une formation constituée par une alternance de grès et de marnes. Dans le

rapport on présente les principales caractéristiques géologiques et structurales du massif rocheux, ainsi que les essais « in situ » pour la caractérisation mécanique du massif: essais de charge sur plaque, chambre hydraulique, vérins plats, cisaillement. Ensuite on présente les travaux de stabilisation, au moyen de tirants, du front aval des fouilles, ainsi que l'instrumentation de contrôle des déformations du massif de fondation pendant la construction et l'exploitation du barrage.

le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire

G. SANGLERAT - T.R. SANGLERAT

Très souvent les experts judiciaires comme d'ailleurs les experts des compagnies d'assurances sont des généralistes, ils risquent donc de commettre des erreurs lorsqu'ils ont à analyser des sinistres relevant de la mécanique des sols. De mauvaises décisions peuvent avoir de très graves répercussions qu'il s'agisse d'apprécier les risques d'effondrement ou de définir les travaux confortatifs à exécuter. Pour remplir efficacement leur mission, ces experts ont intérêt à faire intervenir un géotechnicien. Une analyse correcte des causes du sinistre évitera tout gaspillage financier et permettra ensuite aux magistrats de ventiler d'une manière équitable les responsabilités entre les architectes, les ingénieurs, les entrepreneurs et les maîtres d'ouvrage.

Les auteurs décrivent plusieurs cas où l'ignorance de la mécanique des sols a conduit à des erreurs très graves. Un entrepreneur a même été condamné à la prison. Or, si un expert judiciaire commet des erreurs, sa responsabilité peut être recherchée par la partie qui, de ce fait, a été lésée.

reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible

H.C. VAN DE GRAAF

Dans le cadre du plan Delta hollandais, un système conçu pour l'étude géotechnique du sol marin a été utilisé pour la construction du barrage de l'Oosterschelde.

Ce système appelé Mission I (Manned Installation for Subsea Soil investigations) conçu en 1976 permet à des plongeurs travaillant à l'intérieur d'une chambre submersible d'effectuer une reconnaissance géotechnique.

En 1979, le système Mission fut perfectionné sous le nom de Mission II et devait permettre d'effectuer des opérations dans des conditions sous-marines difficiles.

L'auteur développe le projet et la construction du système Mission et décrit de façon détaillée les essais in situ réalisés pour le barrage de l'Oosterschelde.

Dans un deuxième point, il est fait état des études de reconnaissance concernant la réalisation d'une tranchée dans le fond de la mer dans le détroit de Belle-Ile à Terre-neuve. A cette occasion, Mission II a été utilisé pour faire du carottage dans la roche à 110 m de profondeur.

summaries

piles calculation under cyclic loading by the finite element method

M. BOULON - A. PUECH

The authors present a method for the numerical simulation of the behaviour of soil supported structures under cyclic loading (computer code Cyclope). This method contracts the effect of the cycles in a cyclic pseudo-creep, and use the classical finite element method. The method is applied to the prediction of the behaviour of an experimental instrumented pile (Plancoet). A good agreement is observed between the experimental measurements and the numerical results, not only on the qualitative point of view, but also on the quantitative one.

laboratory and theoretical study for the behaviour of a fracture under normal stress

D. BILLAUX - B. FEUGA - S. GENTIER

A theoretical model for the behaviour of a fracture under normal stress has been developed. This model assumes that the fracture is formed of asperities, or "teeth", of various lengths. These teeth are supposed to have an elastic plastic behaviour and their failure criterion takes into account the confining pressure. The length distribution of "teeth" introduced into the model is derived from a distribution of free apertures heights determined with a "rugosimeter" on natural fracture sections. Simple compression tests in laboratory on natural fractures confirm that the model is quite realistic. The material used is a medium grained granite from the quarry of Maupuy, near Guéret, Creuse.

the problem of cracks on the walls of the Stavronikita monastery in Athos moun- tain (Greece)

C.A. DEMIRIS - J.D. MELADIOTIS

An analysis of the problem of cracks on the walls and foundation of Stavronikita monastery in Athos mountain (Greece) has yielded evidence to support the relation of these cracks with the landslides of the rocky mass where the eastern part of the monastery building lies.

The geological and tectonic conditions in the area are determined, as well as, the cause and the geometry of the sliding rocky mass. With the help of stereographic projections the equilibrium conditions of the whole system are analysed.

the foundations of Ridracoli dam

P.P. ROSSI

The Ridracoli arch-gravity dam, which is located in the Central Appennines, rests on a stratified rock mass consisting of alternating layers of sandstone and marl.

In the paper the most significant geological and structural characteristics are presented as well as the «in situ» tests for the mechanical characterization of the rock mass: plate bearing test, hydraulic pressure chamber, flat jack, shear test.

Then the solution adopted for the stabilization of the abutments during the excavation is presented. Attention is also devoted to the instrumentation for the control of the deformations of the foundation during the construction and the exercise of the dam.

the part of the geotechnician in legal expert valuation

G. SANGLERAT - T.R. SANGLERAT

Very often legal experts and indeed insurance experts are generalists which can lead to them making mistakes when they have to look into accidents caused by soil mechanics. Wrong decisions have very serious consequences which mean taking the possibilities of collapse into consideration or specifying the reinforcement work to be done.

In order to carry up the project successfully, it is in the interest of the experts to call upon the services of a geotechnician. A correct analysis of the causes of the accident will avoid any financial wastage and then allow the magistrates to evaluate responsibility individually between architects, engineers, contractors and owners in a just and equitable manner.

The authors describe several cases where ignorance of soil mechanics has led to very serious errors. A contractor has even been unjustly sentenced to prison. If a legal expert makes mistakes, the extent of his liability can be inquired into by the injured party.

geotechnical investigations from a submersible chamber

H.C. VAN DE GRAAF

As part of the Dutch Delta plan and the construction of the flood dam in Oosterschelde, a system has been realized for subsea-soil investigations.

This system called mission I (Manned Installation for Subsea Soil Investigations) and conceived in 1976, permits plungers to work in a submersible chamber to carry out a geotechnical reconnaissance.

In 1979, mission I has been improved by the name of mission II, allowing to execute works in specially difficult conditions.

The author exposes the project and the construction of mission's system and the results of field tests carried out for the flood dam construction.

Mission II has also been used in Newfoundland for rock drilling 110 metres in depth.

calcul des pieux sous sollicitations cycliques par la méthode des éléments finis

M. BOULON

Maître-assistant à l'université scientifique et médicale de Grenoble

A. PUECH

Ingénieur de recherche à l'institut français du pétrole
actuellement ingénieur en chef Société Geodia

1. INTRODUCTION

Les auteurs présentent une méthode de simulation numérique du comportement des pieux soumis à des chargements cycliques axiaux du type de ceux que l'on rencontre sur les fondations de certaines structures utilisées dans l'exploitation pétrolière en mer (plates-formes treillis — plates-formes à ancrages tendus).

L'Institut français du pétrole a entrepris en 1978, pour le compte de l'Association de Recherche en Géotechnique Marine (A.R.G.E.M.A.), un vaste programme de recherche sur la tenue des pieux à l'arrachement. Sur le plan expérimental, ce programme s'est concrétisé par la mise en place (battage) et l'essai de deux pieux fortement instrumentés sur les sites de Plancoet et Cran. Les résultats de nombreuses séries d'essais de chargement statique et cyclique effectués sur ces deux pieux ont été partiellement publiés (Puech et al. [22], [23], [24]).

L'Institut de mécanique de Grenoble est engagé depuis de nombreuses années dans un programme d'étude en laboratoire des pieux sous charge axiale par simulation physique (Foray [15], Foray et Puech [16]) et par simulation numérique (Boulon et al. [4], [5], [6], [7],

[8]). Dans ce dernier domaine, le code de calcul Cyclope, application aux conditions de sollicitation des structures marines de travaux plus généraux menés à l'I.M.G., a été mis au point grâce à l'aide financière de l'I.F.P.

Le principe de simulation mis en œuvre repose sur la modélisation des phénomènes physiques majeurs intervenant dans le comportement de l'ouvrage calculé et sur l'utilisation exclusive de paramètres mesurables (contrairement aux méthodes de calcul a posteriori): la méthode des éléments finis en déplacements est appliquée au sol et au pieu, tandis que les interactions de contact, incluant des déplacements relatifs sol-pieu, sont régies par la loi de Coulomb. La simulation numérique est la seule méthode permettant une synthèse simple de l'ensemble des propriétés mesurées, tant pour le sol et le pieu que pour l'interface. Toutefois, les calculs présentés ci-après sont quasi statiques et ne font pas intervenir de couplage sol-fluide interstitiel; ils s'appliquent donc à des sollicitations lentes (périodes de quelques secondes).

Le procédé de calcul retenu pour la simulation de l'effet des cycles a été suggéré par des considérations pratiques: il ne semble pas raisonnable, à l'heure actuelle, de calculer incrémentalement un ouvrage tel

qu'un pieu soumis à un très grand nombre de cycles, et ceci pour deux raisons :

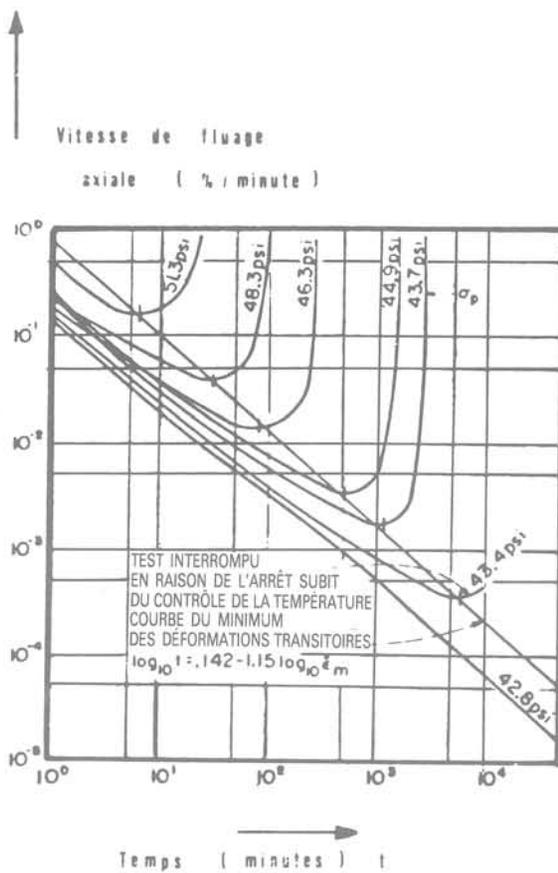
— D'une part, la connaissance des lois rhéologiques des sols, notamment sous sollicitation cyclique, est insuffisante, et conduit, quelle que soit la loi, à une dérive et à une instabilité importante sur chemin homogène non rectiligne, ceci étant déjà sensible à moins de 10 cycles (cf. conclusions du Workshop de Grenoble [11]).

— D'autre part, si l'on admet qu'un cycle doit être décrit incrémentalement par 20 incréments, une sollicitation comportant 1 000 cycles (ce qui est relativement faible dans le contexte marin) nécessitera 20 000 incréments de conditions aux limites, sans préjuger du nombre d'incrémentaires nécessaires à la simulation de l'installation du pieu. Dans l'état actuel des possibilités,

le traitement d'un problème aux limites avec 20 000 incréments reste peu réaliste, même avec un ordinateur vectorisé.

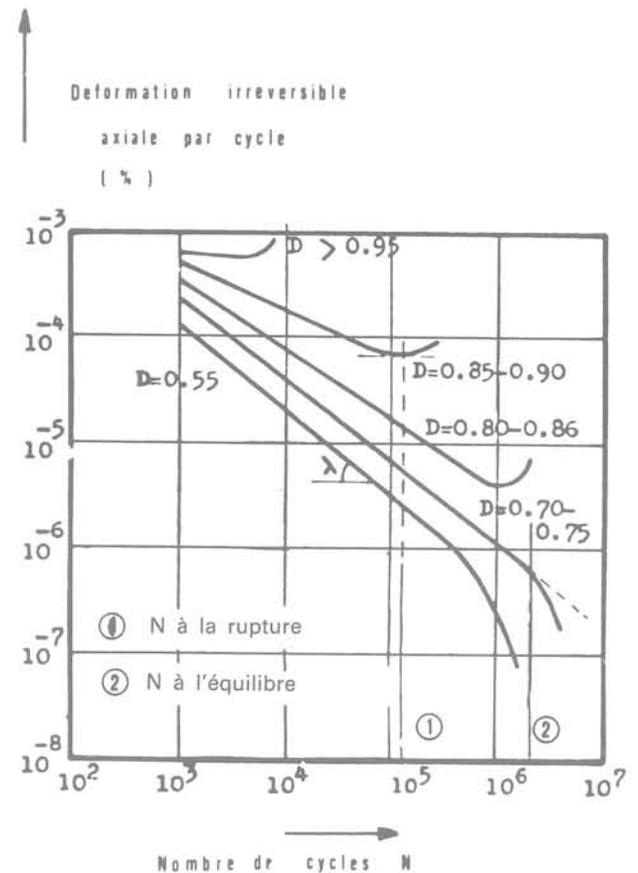
On s'est donc attaché à imaginer une méthode conduisant à un volume de calcul compatible avec les exigences courantes.

Différents procédés de « condensation » de l'effet d'un grand nombre de cycles ont été imaginés par les auteurs traitant de problèmes cycliques. Matlock et Foo [20] utilisent avec la méthode des coefficients de raideur, un modèle de sol sous cisaillement direct à hystérésis et à résistance mécanique décroissante avec le nombre de cycles (« hystéric and degrading soil model »). Poulos [21], travaillant sur la base des formulations de Mindlin prend en compte l'effet des cycles par l'intermédiaire de facteurs globaux de dégradation



Fluage d'une argile normalement consolidée d'après FINN (14)
 σ_p : 295 à 354 kPa
 σ_c : 517 kPa

(a)



Déformations cycliques irréversibles d'une argile d'après LASHINE (18)
 D : amplitude cyclique réduite

(b)

Fig. 1. — Analogie fluage / déformations cycliques irréversibles.

(«cyclic degradation effects»). Cathie [10] propose également un modèle de sol en contraintes totales avec effet progressif des cycles regroupés. Enfin, Bonin et al. [3] présentent un calcul de structure offshore à embase poids, par la méthode des éléments finis, dans lequel l'effet de nombreux cycles est simulé par une assimilation au fluage des solides visqueux.

On présente dans une première partie les bases physiques du modèle rhéologique de sol sous sollicitation cyclique partiellement utilisé dans notre simulation numérique, puis le modèle numérique lui-même, et enfin des résultats de calculs appliqués au pieu de Plancoet.

2. BASES PHYSIQUES DU MODÈLE DE SOL SOUS SOLLICITATION CYCLIQUE

Il existe une grande analogie formelle entre le fluage et l'accumulation des déformations irréversibles cycliques, qu'on peut apprécier à partir de la figure 1 où sont représentées pour deux argiles de propriétés mécaniques voisines les courbes traduisant la vitesse axiale de fluage en fonction du temps avec comme paramètre le déviateur axial de contrainte (d'après Finn et al. [14]) et parallèlement les courbes représentant la déformation irréversible par cycle en fonction du nombre de cycles, avec comme paramètre l'amplitude cyclique réduite (d'après Lashine [18]). On est donc tenté de poursuivre l'analogie en assimilant le nombre de cycles à un pseudo-temps, le déviateur cyclique moyen à un pseudo-déviateur de fluage, l'amplitude du déviateur cyclique intervenant comme paramètre secondaire, ceci étant valable sur chemin biaxial de révolution. Bien

entendu les vitesses de fluage proprement dit et de pseudo-fluage cyclique sont a priori sans relation.

Si la sollicitation est composée de cycles de caractéristiques variées, en amplitude notamment, les concepts précédents doivent être complétés par la notion de cycles équivalents. En d'autres termes, on constate que les effets d'un petit nombre de grands cycles et d'un grand nombre de petits cycles sont voisins, aussi bien sur sable (cf. fig. 2a, d'après Seed [25]) que sur argile (cf. fig. 2b, d'après Andersen [1]). Le paramètre densité relative (D_r) intervient évidemment pour les sables, au même titre que le degré de surconsolidation (O.C.R.) pour les argiles. Van Eekelen [13] a posé les principes de l'approche par cycles équivalents à partir de la loi de Miner.

Les autres phénomènes liés aux sollicitations cycliques sont nombreux. Les plus importants du point de vue du comportement du sol sont les variations de volume sous cycles, le durcissement ou le radoucissement cyclique. La figure 3a précise ces notions: sur chemin biaxial de révolution, et à densité relative élevée, le sable d'Hostun est dilatant sur chemin monotone, mais contractant sur chemin cyclique (d'après Foray [17]).

Les variations de volume cycliques sont quantifiables à partir du concept d'état caractéristique (cf. Luong [19]). L'examen des figures 3a et 3b permet de constater un durcissement cyclique pour les cycles à $(50 \pm 25)\%$ du déviateur de rupture (le module sécant cyclique croît avec le nombre de cycles), et par contre un radoucissement cyclique pour des cycles à $(75 \pm 25)\%$ du déviateur de rupture.

L'idée de base dans le modèle actuel de sol sous sollicitation cyclique a donc été d'assimiler les modifications dues à ces sollicitations à un pseudo-fluage

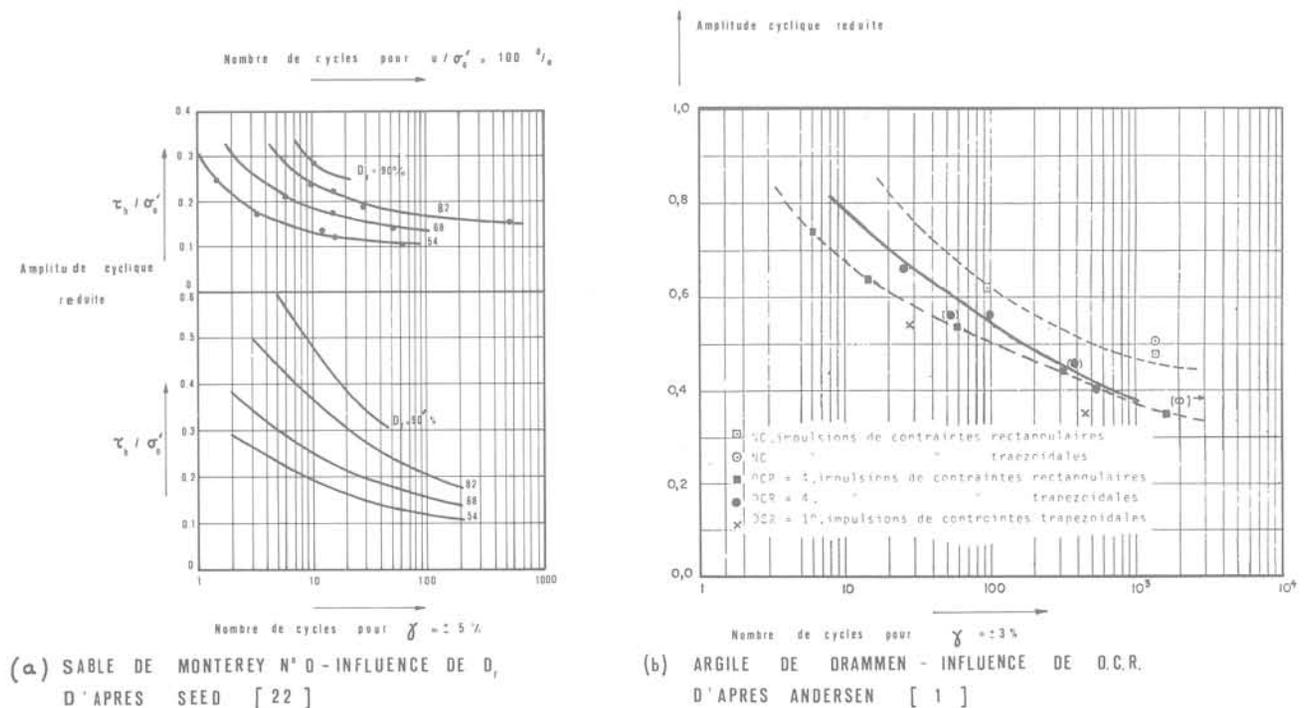


Fig. 2. — Cisaillement cyclique non drainé — notion de cycles équivalents.

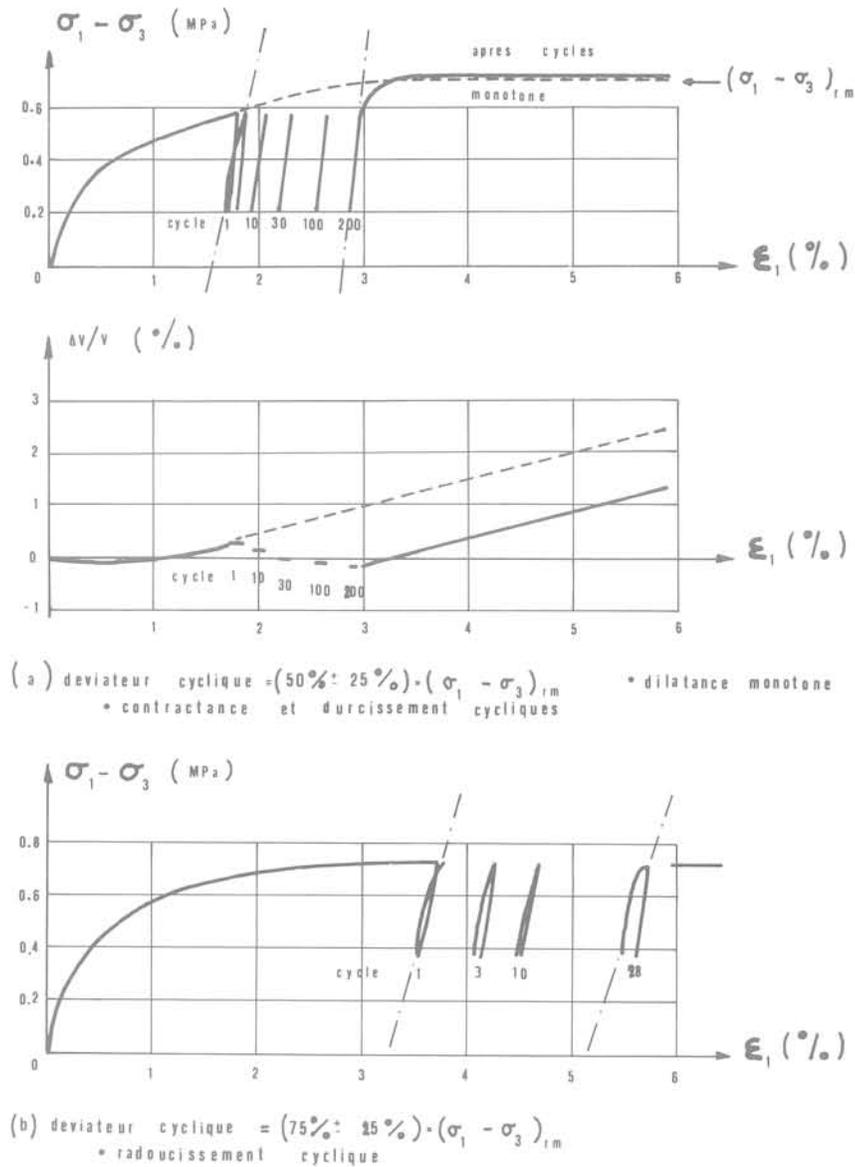


Fig. 3. — Chemins triaxiaux cycliques drainés — sable d'Hostun
 σ₃' : 0,2 MPa — γ_d : 1,81 · 10⁴ N / m³ D_r ≠ 1
 Comportements typiques d'après Foray [17].

cyclique restant à préciser; on notera toutefois que parmi les phénomènes mentionnés ci-dessus, certains sont à quantifier en tant que tels (déformation axiale irréversible, variations de volume) tandis que d'autres peuvent être considérés comme conséquence des premiers (durcissement ou radoucissement cycliques).

3. LE MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle numérique est la schématisation du système sol, pieu, interface sol-pieu, muni des diverses lois de comportement nécessaires pour représenter l'ensemble. On doit bien entendu distinguer le problème continu du problème approché discrétisé.

3.1. Le problème continu

La géométrie est axisymétrique, et les hypothèses classiques de la mécanique des milieux continus sont reprises, à savoir: petites déformations, petites rotations, petits déplacements et petits déplacements relatifs (les déplacements relatifs sont nécessaires à l'interface).

La mise en équation est classique également, en déplacements, à partir du principe du travail virtuel en termes de vitesses de déplacement, de déformation et de contrainte. Ce principe du travail virtuel est explicité pour un solide unique, soumis à des conditions aux limites en déplacement (sur Γ_u) et en contraintes (sur Γ_σ), fig. 4a; δū_i, δē_{ij}, δσ_{ij}, f_i sont respectivement les champs de vitesse de déplacement virtuel sur Ω, de vitesse de déformation virtuelle sur Ω correspondant à

δu_i , de vitesse de contrainte réelle sur Ω et de vitesse de forces de volumes réelles sur Ω . Cette écriture est équivalente à l'ensemble (équations d'équilibre, conditions aux limites) classique en mécanique des milieux continus, mais plus adaptée au type de résolution choisi.

Le problème est sensiblement compliqué ici par la présence de deux solides en contact sur une interface Γ_s constitué par le fût et la pointe du pieu. Le principe du travail virtuel évoqué ci-dessus doit être modifié pour tenir compte des déplacements relatifs éventuels selon cet interface; il prend la forme indiquée fig. 4b (cf. Boulon [9] pour plus de détails). Dans cette expression, Γ_{sc} , Γ_{sg} et Γ_{sr} sont respectivement les parties de l'interface où sol et pieu sont collés (Γ_{sc}), en état de glissement relatif (Γ_{sg}) et décollés (Γ_{sr}), ceci en fonction d'un critère de contact de type Coulomb, par exemple ($|\tau| \leq \sigma_n \cdot \text{tg } \delta + a$); (δ : angle de frottement d'interface, a adhérence d'interface). L'écriture du principe des travaux virtuels fait ici apparaître δg_{ij} , champ de vitesse de déplacement relatif virtuel sur l'interface, ainsi que $\Delta \Gamma_{sg}$, supplément d'extension de Γ_{sg} entre les temps t et $t + dt$.

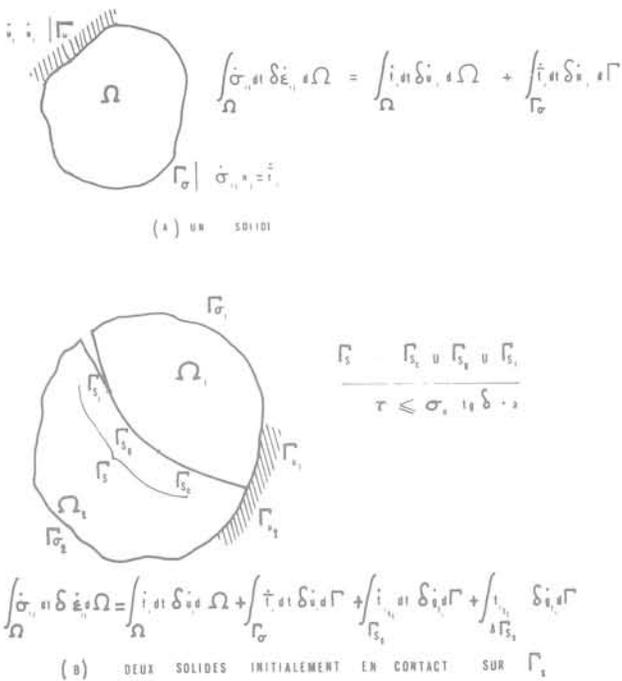


Fig. 4. — Principes des puissances virtuelles en termes de vitesses.

On suppose le pieu élastique linéaire; toutefois, on néglige ses déformations transversales en lui affectant un coefficient de Poisson nul. En ce qui concerne le sol, on fait appel à deux lois rhéologiques. L'une sur chemin monotone ([4]). C'est une relation fonctionnelle de chemin à chemin entre l'espace des déformations et celui des contraintes faisant intervenir l'indice des vides initial, et ne faisant pas intervenir le temps.

$$\mathcal{F}(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}, e_o, \dots) = 0$$

avec σ_{ij} : histoire des composantes du tenseur contraintes

ϵ_{ij} : histoire des composantes du tenseur déformations.

L'autre loi rhéologique s'applique aux chemins cycliques à niveaux moyens de contraintes et amplitude cyclique en contraintes constants. C'est une loi de pseudo-fluage cyclique qui constitue la partie pseudo-visqueuse de la loi précédente (le nombre de cycles tient lieu du temps dans une loi réellement visqueuse). L'hypothèse majeure relative à ce type de comportement est que les propriétés de pseudo-fluage cyclique du sol ne dépendent que du chemin cyclique moyen, de l'amplitude des écarts au chemin cyclique moyen, et de l'indice des vides initial du sol.

3.2. Le problème discrétisé

La discrétisation porte sur l'espace, les conditions aux limites, et les propriétés mécaniques.

La discrétisation de l'espace est celle de la méthode des éléments finis, qui permet une mise en équation élément par élément.

La discrétisation des conditions aux limites fait qu'à un incrément de conditions aux limites correspond un incrément du champ de déplacement, du champ de déformation et du champ de contraintes. La forme discrétisée de l'équation (2) est l'équation (4) (cf. fig. 5a) où

Σ_e a le sens d'une somme algébrique sur les éléments (we élément courant);

$(\Delta \sigma_{ij})^q$ est l'incrément du champ de contraintes réelles correspondant à l'incrément q de conditions aux limites;

$(\Delta f_i)^q$ est l'incrément du champ de forces de volume correspondant à l'incrément q de conditions aux limites.

Les champs virtuels δu_i , $\delta \epsilon_{ij}$ et δg_{ij} sont également ceux qui correspondent à l'incrément q de conditions aux limites.

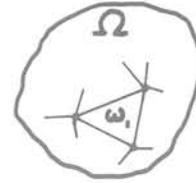
Sur chemin monotone, la discrétisation des propriétés mécaniques a conduit à une loi rhéologique incrémentale orthotrope octolinéaire L 1 (généralisation tridimensionnelle du concept monodimensionnel de charge décharge) (cf. fig. 5b) décrite par Boulon et al. [4], et largement perfectionnée depuis son origine (cf. Darve [12]). Le choix de la détermination incrémentale est fait avec un incrément de retard. L'identification de cette loi est réalisée sur chemins biaxiaux de révolution en compression et en extension.

Sur chemin cyclique, le calcul du niveau cyclique moyen réduit et de l'amplitude cyclique réduite selon chaque direction d'orthotropie donnent accès aux déformations axiales et aux déformations latérales selon chacune de ces directions (cf. fig. 5c). Le calage de cette loi de pseudo-fluage cyclique L 2 nécessite des essais biaxiaux de révolution drainés à divers niveaux cycliques moyens et à diverses amplitudes cycliques.

$$\sum_t \int_{\omega_t} (\Delta \sigma_{ij})^i \delta \dot{\epsilon}_{ij} d\Omega = \sum_t \int_{\omega_t} (\Delta f_i)^i \delta \dot{u}_i d\Omega + \dots$$

incrément ω des conditions aux limites

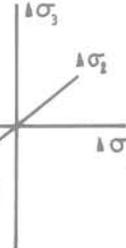
(A) PRINCIPE DU TRAVAIL VIRTUEL (INCREMENTAL) - M. E. F.



$$\Delta \sigma = \underline{M} \cdot \Delta \epsilon$$

$$\underline{M} = \underline{M} (\dots, \text{signes } \Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3, \dots) \text{ D'APRES DARVE []}$$

(B) LOI RHEOLOGIQUE INTERGRANULAIRE INCREMENTALE OCTOLINEAIRE L1



$$\sigma_m = \frac{(\sigma_1 \quad \sigma_3)_{cyc \text{ moy}}}{(\sigma_1 \quad \sigma_3)_{rupt}}$$

$$\omega = \frac{1}{2} \frac{\Delta(\sigma_1 \quad \sigma_3)_{cyc}}{(\sigma_1 \quad \sigma_3)_{rupt}}$$

$$\epsilon_{i(N)} = \omega^m \cdot \left(\frac{1 - \sigma_m}{1 + \sigma_m} \right)^n \cdot \frac{N}{a + [1 + (\omega + \sigma_m)]^b \cdot N}$$

$$a = k_1 (\sigma_3)^q$$

$$b = k_2 (\sigma_3)^r$$

$$\nu_{\text{tangent cyclique}} = 0,5 - A \sqrt{\sigma_3} \left(B - \frac{\omega}{n_{car}} \right) \text{ D'APRES THANOPOULOS []}$$

(C) LOI RHEOLOGIQUE INTERGRANULAIRE SUR CHEMIN CYCLIQUE L2

Fig. 5. — Discrétisation (espace, conditions aux limites et propriétés mécaniques).

La mise en œuvre de calculs cycliques nécessite quelques précisions complémentaires. Il s'agit d'un calcul en déplacements asservi en force, qui permet de conserver tout son sens à un incrément qui atteint le palier en force d'arrachement en tête du pieu. Le calcul des glissements relatifs est réalisé par la méthode des coefficients d'influence décrite par Boulon et al. ([6] et [7]). Les cycles composant la sollicitation sont regroupés par séries d'amplitude constante en termes de forces (ce qui est souvent le cas des sollicitations naturelles), le nombre de cycles de chaque série étant d'autant plus important que leur amplitude est faible. L'utilisation de la loi L2 nécessite la connaissance en chaque point du sol des cycles en contraintes dus aux cycles en force en tête du pieu. C'est la loi L1 qui permet de parvenir à ce résultat par un parcours incrémental complet du premier cycle de chaque série. Cette méthode est résumée à la figure 6 qui indique notamment que la loi L1 intervient également dans les cycles « extrapolés » par

pseudo-fluage cyclique (différence entre fluage homogène et hétérogène). Par ailleurs, il est clair que le durcissement et le radoucissement cyclique sont en partie inclus dans l'ensemble (L1, L2), puisqu'un des résultats du pseudo-fluage cyclique est une variation d'indice des vides du matériau, qui modifie évidemment ses propriétés mécaniques.

La simulation de l'installation du pieu à partir de l'état Ko, notamment dans le cas du battage, est fort complexe, et correspond à l'évidence, d'une part à un serrage initial du milieu, d'autre part à des changements très mal connus des propriétés mécaniques de la couche limite située à proximité immédiate du pieu. Ne disposant pas encore de simulation adéquate (restant à développer), on a provisoirement traité cet aspect selon la méthode de Balaam et al. [2], mais cette approche doit être considérée comme insuffisante, d'autant que les paramètres pris en compte à ce stade ne sont pas directement mesurables.

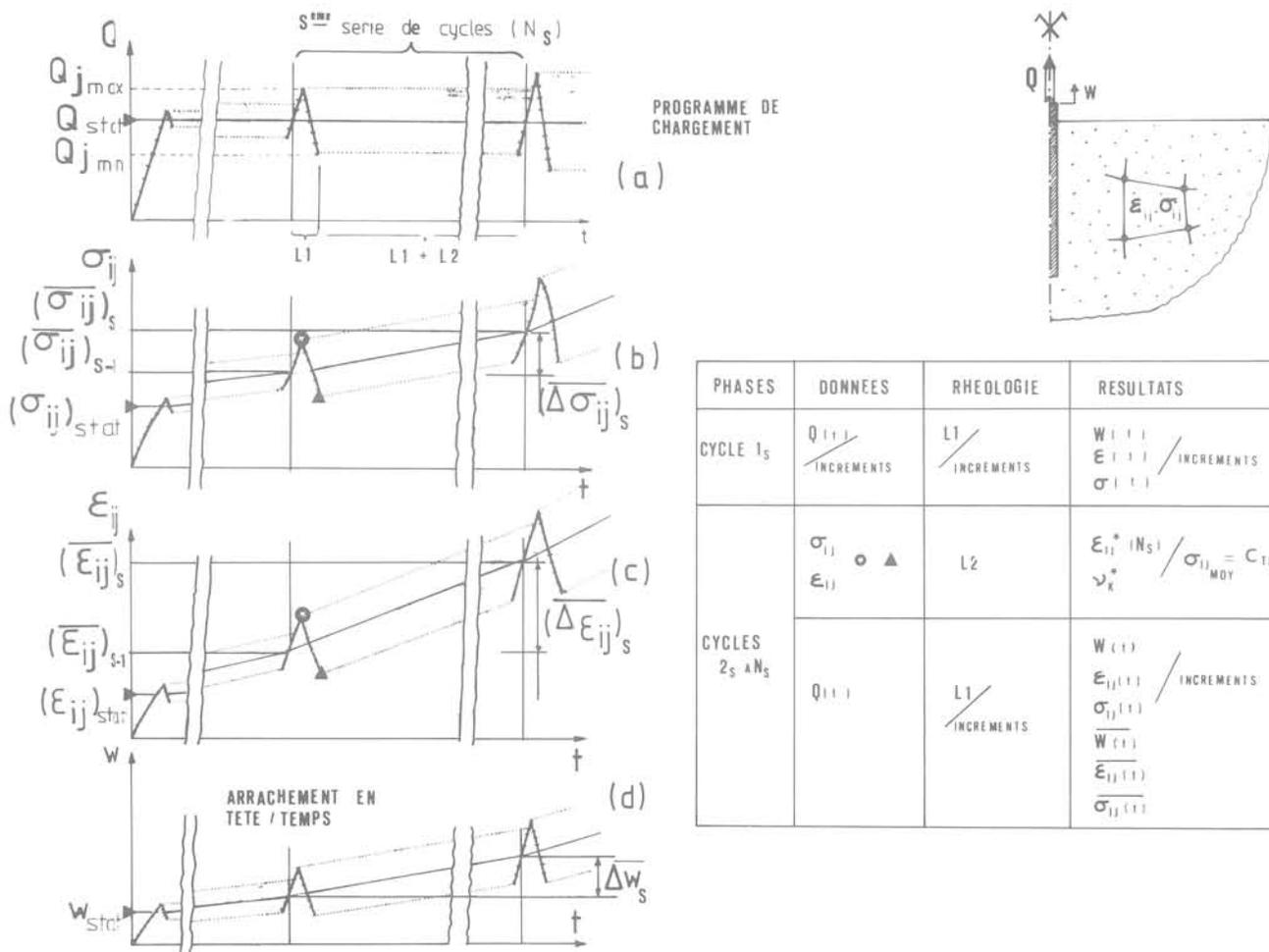


Fig. 6. — Modélisation du comportement par pseudo-fluage cyclique.

PHASES	DONNEES	RHEOLOGIE	RESULTATS
CYCLE 1 _S	$Q(t)$ / INCREMENTS	L1 / INCREMENTS	$W(t)$ $E_{ij}(t)$ / INCREMENTS $\sigma_{ij}(t)$
CYCLES 2 _S à N _S	σ_{ij} ○ ▲ ϵ_{ij}	L2	$\epsilon_{ij}^*(N_S) / \sigma_{ij,MOY} = C_{TE}$ ν_k^*
	$Q(t)$	L1 / INCREMENTS	$W(t)$ $E_{ij}(t)$ / INCREMENTS $\sigma_{ij}(t)$ $\bar{W}(t)$ $\bar{E}_{ij}(t)$ $\bar{\sigma}_{ij}(t)$

4. SIMULATION NUMÉRIQUE DE L'ARRACHEMENT MONOTONE ET CYCLIQUE DU PIEU EXPÉRIMENTAL DE PLANCOET

4.1. Caractéristiques générales des calculs

Le maillage utilisé, représenté à la figure 7, correspond à un pieu de 27 cm de diamètre et de 13 m de fiche. Le réseau nodal respecte les hétérogénéités du terrain constitué de trois couches nettement différenciées, à savoir, en partant de la surface, silt sableux, sable lâche et argile silteuse. Ces calculs ont été réalisés avec 96 nœuds et 75 couples d'éléments à 3 nœuds. Les caractéristiques mécaniques sont évaluées au centre de gravité de chaque couple d'éléments. La liaison pieu-sol en pointe à l'arrachement est simulée par une « galette » de résistance mécanique très faible lorsque l'adhérence limite pieu-sol est dépassée.

Le temps de calcul est voisin d'une minute C.P.U. par incrément sur l'ordinateur Honeywell-Bull 68 du Centre de calcul de Grenoble.

4.2. Arrachement monotone

L'essai statique S2 de Plancoet a été choisi comme essai de référence. La figure 8 donne la relation effort-arrachement pour cet essai S2, une simulation numérique A de cet essai avec la loi L1 seule, ne tenant pas compte de l'installation du pieu, et une simulation numérique B avec la loi L1 seule, utilisant des caractéristiques mécaniques améliorées de 50 % en moyenne pour tenir compte de l'installation du pieu (cf. tableau I), puisque le comportement de chaque couche est contractant dans le domaine de contraintes latérales situé entre 0 et 200 kPa.

Les deux calculs ont été réalisés avec 12 incréments. On remarquera que les deux simulations conduisent à un comportement du pieu plus souple que dans la réalité, ce qui est prévisible compte tenu de la remarque du § 3.2. relative à l'état initial. Le comportement du pieu au voisinage de la rupture est bien simulé dans le second cas, moyennement dans le premier cas.

TABLEAU I. Caractéristiques mécaniques de base

	γ (kN/m ³)		Ko calculé	Module triaxial de référence (kPa) sous $\sigma_3 = 100$ kPa	Caractéristiques de volume à la rupture		Caractéristiques d'interface à la rupture	
					$tg\phi'$	c' (kPa)	$tg\delta$	a (kPa)
Simulation sans installation pieu A	18	Silt.....	0,59	15 000	0,5	0	0,4	0
		Sable lâche	0,59	30 000	0,5	0	0,6	0
		Argile silteuse	0,43	13 000	0,5	20	0,3	10
Simulation avec installation pieu B	18	Silt.....	0,59	30 000	0,6	0	0,45	0
		Sable lâche	0,59	45 000	0,6	0	0,65	0
		Argile silteuse	0,43	19 500	0,5	25	0,35	20

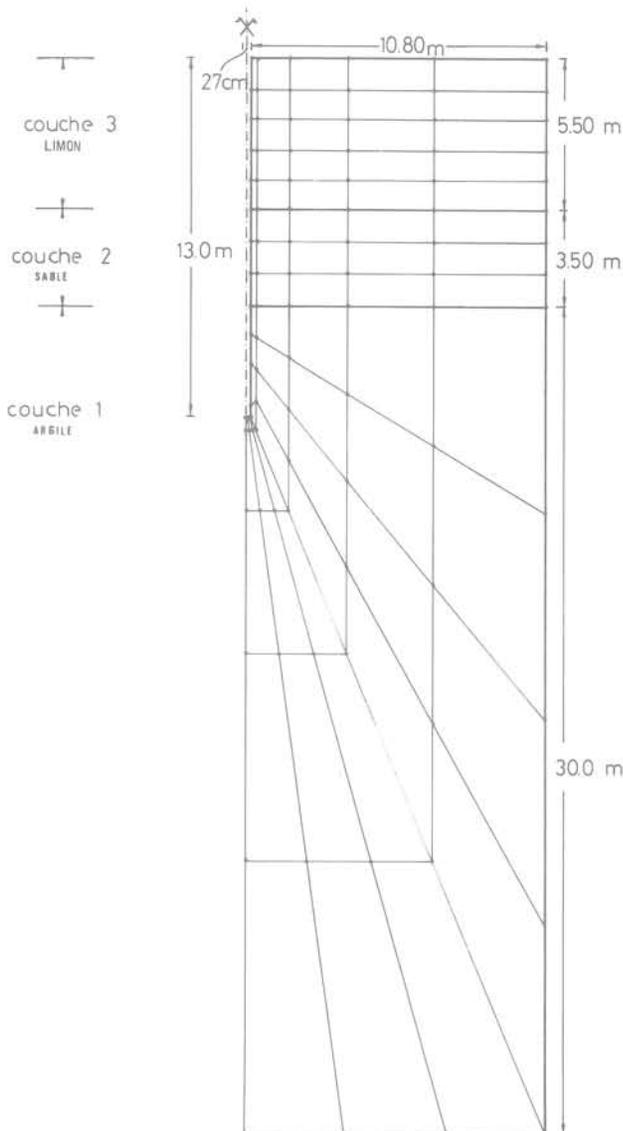


Fig. 7. — Maillage pieu expérimental Plancoet.

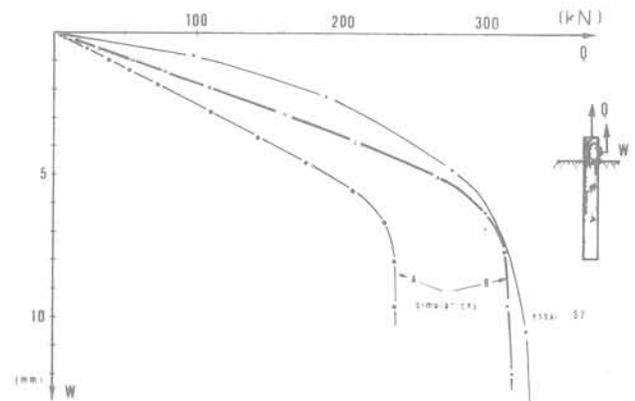


Fig. 8. — Arrachement statique (essai S2, simulations A et B) Plancoet, courbe effort-arrachement.

La figure 9 permet de comparer la mobilisation des contraintes de cisaillement dans la couche de sable lâche, notamment vers 7,70 m de profondeur. On constate que la simulation B rend mieux compte tant du début de la courbe de mobilisation que du palier de contrainte de cisaillement.

Ce sont les caractéristiques mécaniques de la simulation B qui sont utilisées dans les calculs cycliques.

4.3. Arrachement cyclique

La simulation a porté sur deux essais :

— Un essai de longue durée à niveau cyclique moyen faible et à amplitude cyclique faible (essais C 12 ou C 21 de Plancoet).

— Un essai tempête, dont le niveau cyclique moyen est plus élevé et dont l'amplitude cyclique est croissante jusqu'à la rupture (essai T 2 de Plancoet).

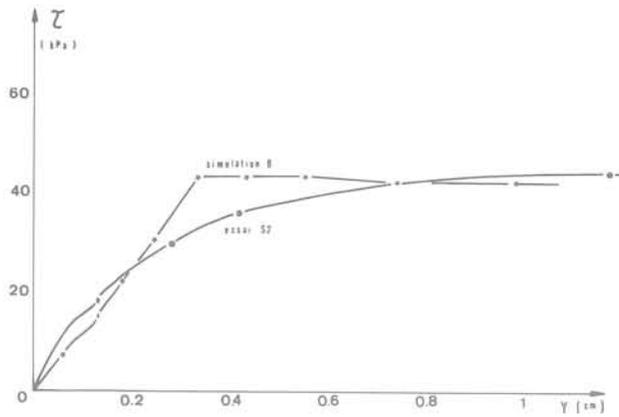


Fig. 9. — Arrachement statique Plancoet; mobilisation du frottement latéral (couche intermédiaire; sable lâche. Z = 7,7 M).

4.3.1. Simulation de l'essai cyclique de longue durée (essai C 12) — C —

La charge conventionnelle de fluage mesurée était $Q_F = 270$ kN; le chargement se caractérisant par 1 000 cycles d'amplitude telle que :

$$0,10 \leq \frac{Q}{Q_F} \leq 0,52 \text{ (Q charge en tête)}$$

La simulation C a été réalisée en 21 incréments, dont 4 incréments de pseudo-fluage comme indiqué au § 3.2.

La figure 10 montre que les déformations cycliques irréversibles sont concentrées sur les premiers cycles (simulation : sur les 16 premiers — expérience : sur les 200 premiers).

La figure 11 donne les modifications de contraintes de cisaillement agissant sur le fût, au cours des cycles, à l'intérieur de la couche de sable. On constate une augmentation de ces contraintes, après 1 000 cycles, d'environ 10%. On a constaté une augmentation légèrement supérieure expérimentalement.

La figure 12 évoque le transfert de charge sol-pieu simulé sous sollicitation statique (à comparer aux résultats de l'essai S 3) et après sollicitation cyclique (à comparer aux résultats de l'essai C 21 au bout de 1 500 cycles). La tendance observée expérimentalement et par simulation est la même : chargement préférentiel dans la région basse du pieu, aux dépens de la région haute.

Enfin la figure 13 est consacrée à la comparaison des déplacements en tête en haut et bas de cycles (essai C 12). On constate que la simulation rend compte de l'amplitude, et de la variation du déplacement moyen entre le premier et le 1 000^e cycle, mais n'est pas satisfaisante en ce qui concerne le déplacement moyen en tête avant le premier cycle. Ceci pose à nouveau le problème de l'état initial (après installation).

Dans cet ordre d'idées, nous avons représenté l'écart relatif des ordres de frottement obtenu expérimenta-

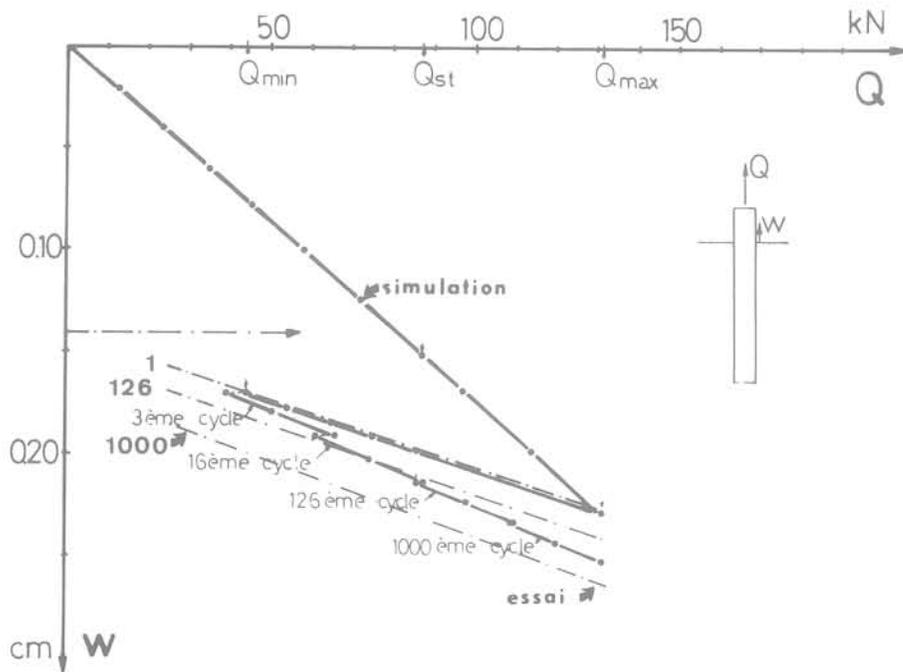


Fig. 10. — Plancoet. Essai cyclique C 12, courbe effort-arrachement

1000 CYCLES	ESSAI	$0,10 \leq \frac{Q}{Q_F} \leq 0,52$
	SIMULATION	$0,17 \leq \frac{Q}{Q_F} \leq 0,53$

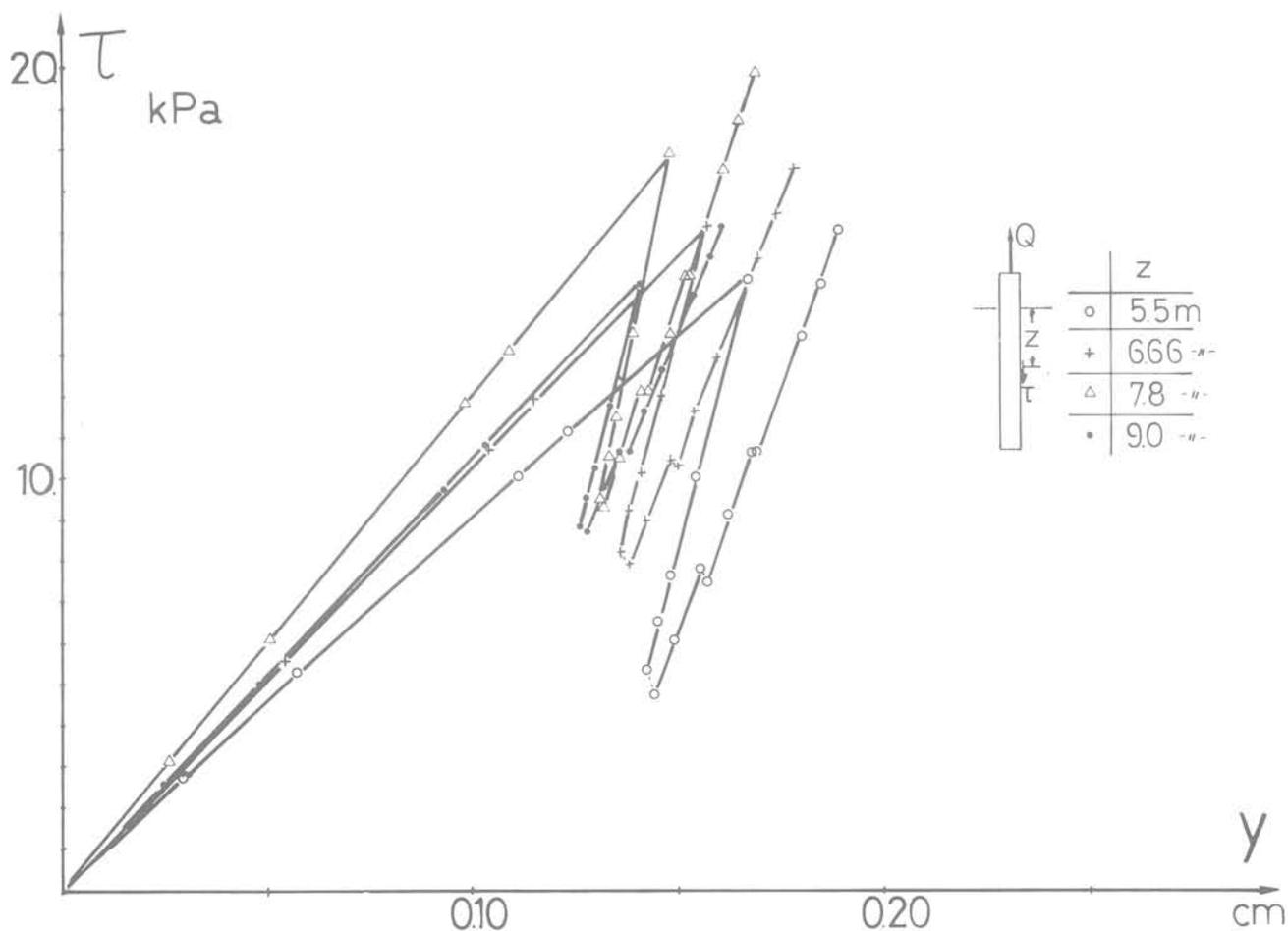


Fig. 11. — Plancoet essai C 12 simulation mobilisation du frottement latéral (couche intermédiaire - sable lâche).

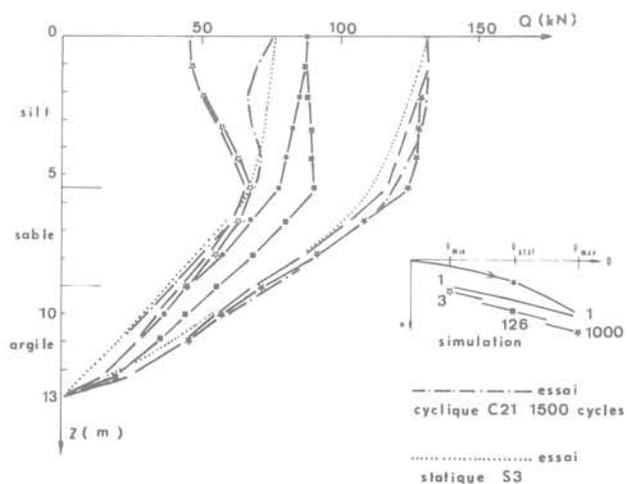


Fig. 12. — Plancoet transfert de charge sol-pieu après cycles.

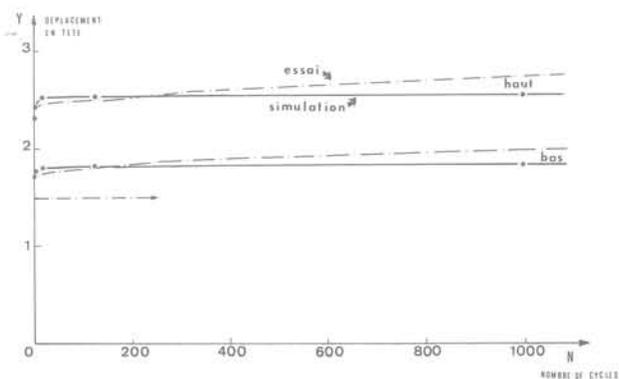


Fig. 13. — Plancoet essai cyclique C 12 Déplacement en tête haut et bas de cycles.

lement et par simulation numérique (cf. fig. 14). Cet écart est important au cours du 1^{er} cycle (- 40 % à + 60 %) mais s'amenuise au cours des cycles (- 20 % à + 40 %) ce qui tendrait à prouver que les effets propres au cyclage sont pour leur part assez correctement simulés.

On rappelle que le « module de frottement » est la pente tangente de la courbe relation entre la contrainte de cisaillement locale et le déplacement relatif sol-pieu local.

4.3.2. Simulation de l'essai (arrachement cyclique) tempête T2 — D —

Le programme de chargement simulé a été notablement simplifié par rapport au programme de chargement réel, et ramené à trois séries successives de cycles :

- { 1 000 cycles à $Q_{st} \pm 50\%$
- { 200 cycles à $Q_{st} \pm 75\%$
- { 200 cycles à $Q_{st} \pm 100\%$

suivies d'un arrachement poursuivi jusqu'à rupture.

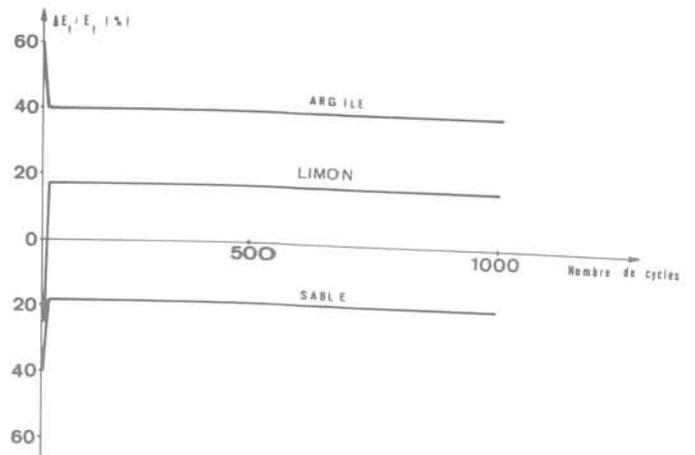


Fig. 14. — Ecart relatif $\frac{E_f \text{ calculé} - E_f \text{ mesuré}}{E_f \text{ mesuré}}$ (simulation C essai C 12)

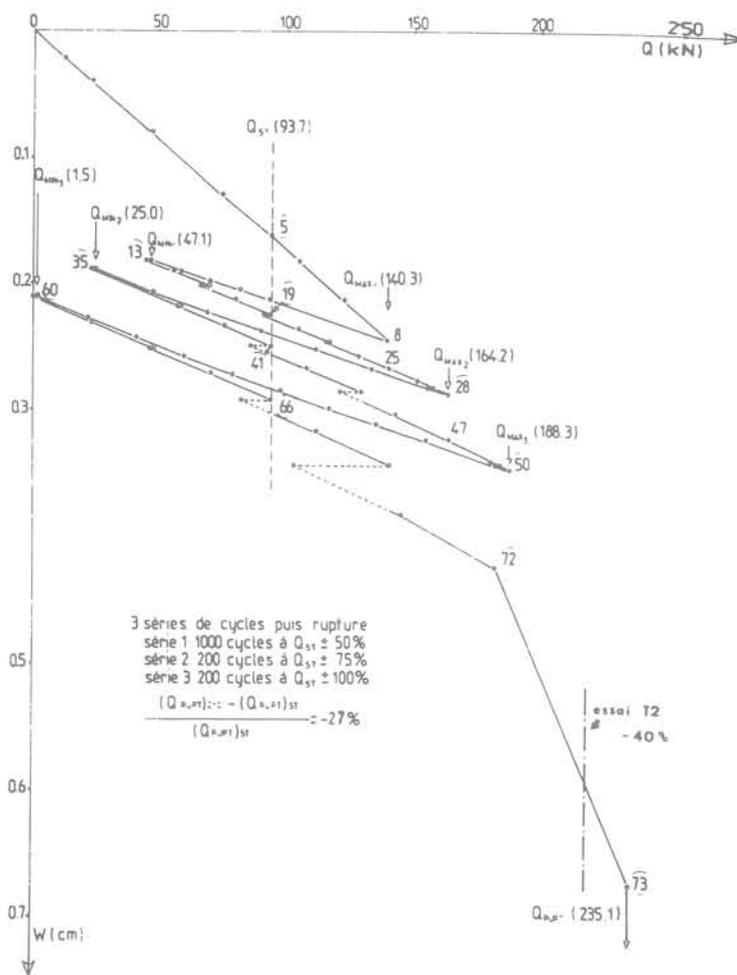


Fig. 15. — Simulation essai tempête T2. Pieu de Plancoet. Courbe effort-arrachement.

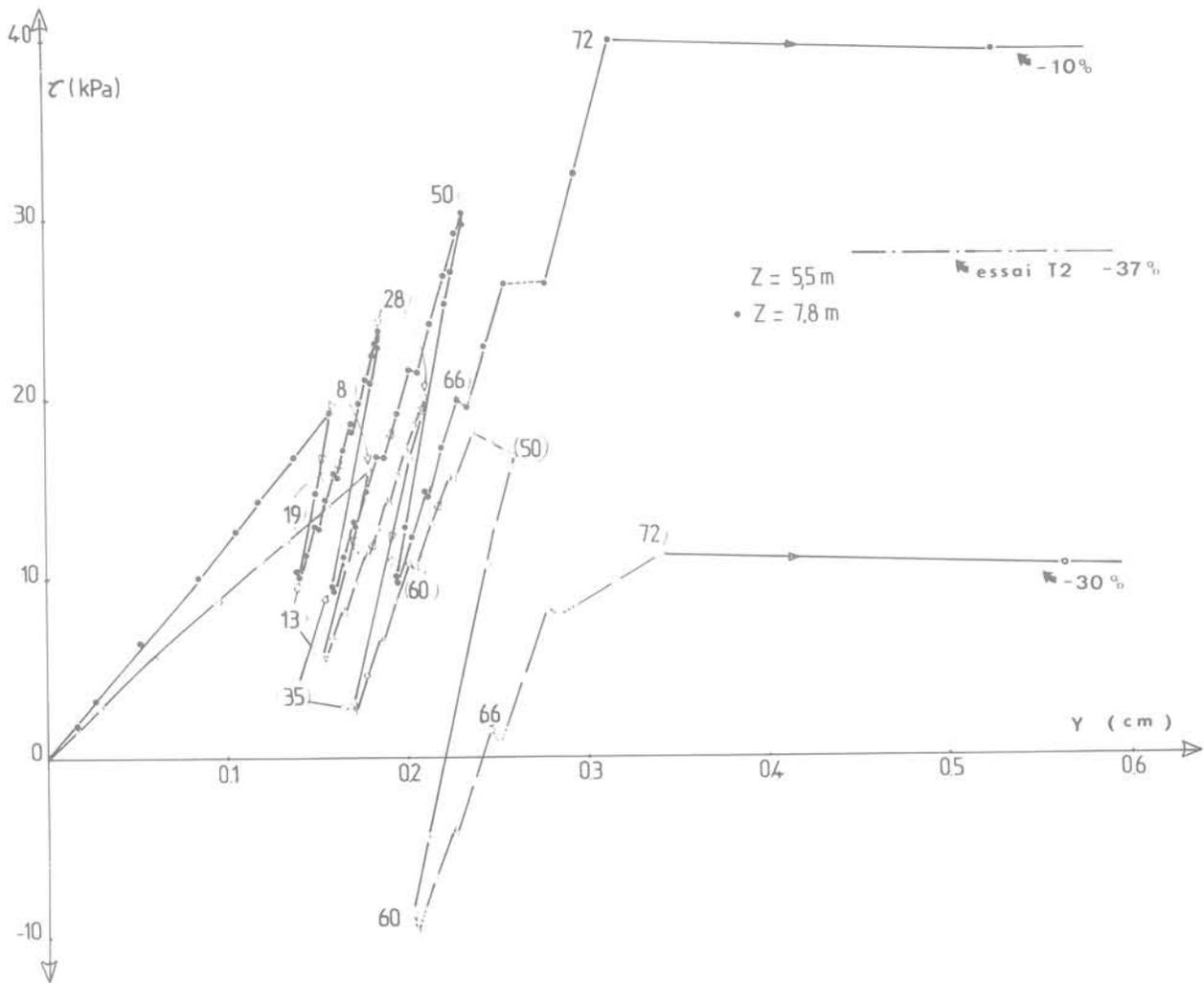


Fig. 16. — Plancoet mobilisation du frottement latéral.
Simulation essai tempête • couche intermédiaire - sable lâche.

La charge moyenne Q_{st} vaut 94 kN (à comparer avec la charge de fluage). Cet ensemble constitue la simulation D. Cette simulation a été réalisée en 73 incréments, dont 12 (4 par série de cycles) de pseudo-fluage cyclique.

On constate sur la courbe effort arrachement simulée (cf. fig. 15, sur laquelle les N° d'incrément figurent en paramètres), qu'il existe une tendance vers la rupture pour les cycles de grande amplitude (perceptible dès la seconde série de cycles, mais surtout lors de la troisième série).

Par ailleurs, le palier de force d'arrachement est réduit de 27% dans la simulation D, tandis qu'il est réduit expérimentalement de 40%. Les parties tirées de la courbe correspondent au pseudo-fluage cyclique.

La figure 16 montre l'évolution des contraintes de cisaillement dans la couche intermédiaire de sable lâche, au bout de cet ensemble de cycles. L'expérience donne une valeur moyenne de -37%, tandis que la simulation donne -10% à 7,8 m de profondeur, et

-30% à 5,5 m de profondeur; les numéros d'incrément sont portés en paramètres, comme sur la figure précédente. On peut noter que dans cette simulation la tendance était, malgré cette diminution pour des grands cycles, à l'augmentation des contraintes de cisaillement pour des petits cycles (cf. incrément n° 19) conformément aux résultats de l'essai C 21 et de la simulation C.

Les déplacements en tête de haut et bas de cycles sont représentés à la figure 17. Comme précédemment, le déplacement initial obtenu lors du premier cycle de chargement est mal rendu. Par contre, l'amplitude paraît correctement rendue. Mais ici, la variation du déplacement moyen au cours des cycles est également mal représentée. Ceci est un état de la méthode de calcul datant de près de deux années. Ce défaut a été corrigé en introduisant la notion de cycles équivalents dans toute sa rigueur: cette méthode de calcul, appliquée par la suite au pieu expérimental de Cran nous a donné satisfaction (1).

(1) Les résultats du calcul de Cran seront publiés ultérieurement par les auteurs.

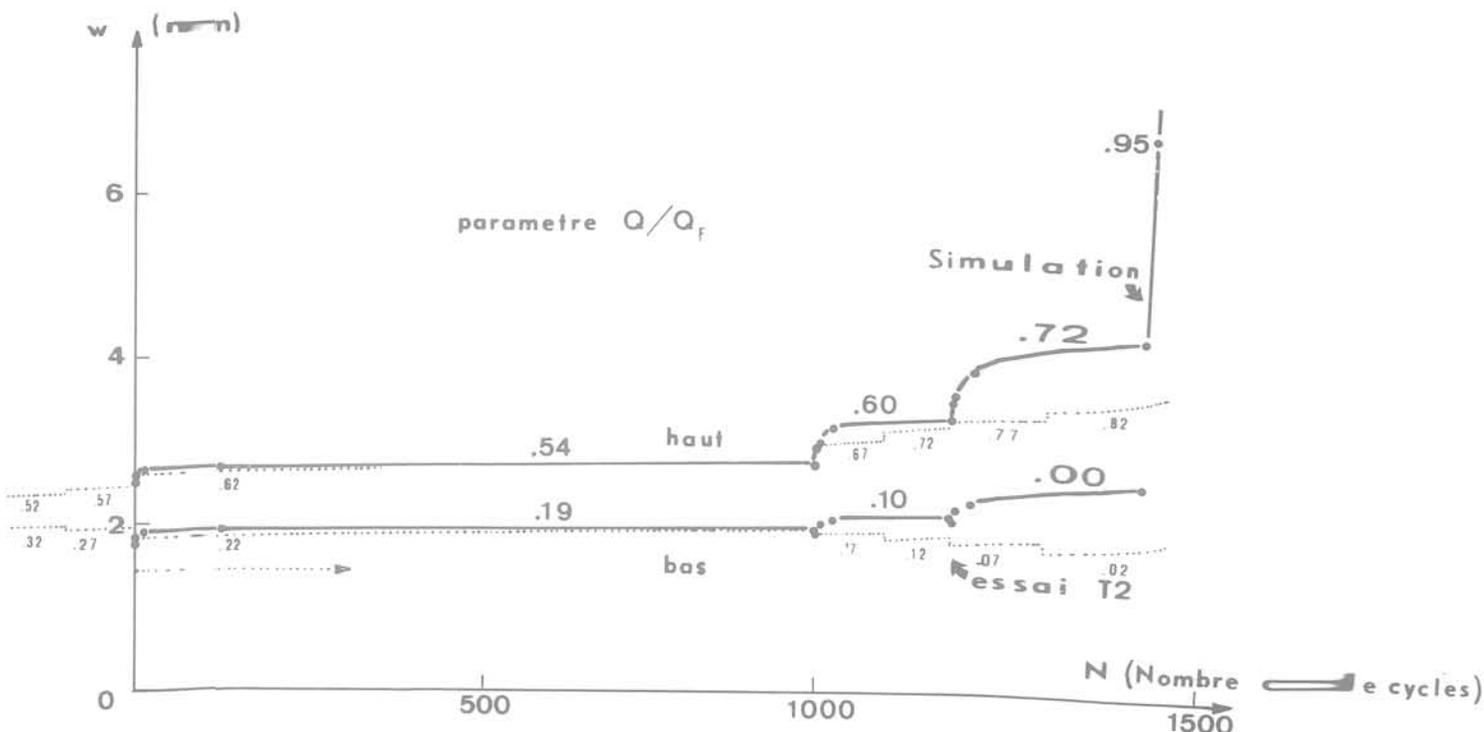


Fig. 17. — Plancoet simulation essai tempête. Déplacements en tête haut et bas de cycles.

5. CONCLUSION

Le programme Cyclope de simulation numérique du comportement des pieux sous chargement cyclique utilise la méthode classique des éléments finis mais condense l'effet des cycles sous forme d'un pseudo-fluage cyclique. Cette approche a permis une simulation satisfaisante du comportement cyclique de pieux expérimentaux avec un volume de calcul compatible avec les exigences courantes.

Cependant, ce type de simulation bute actuellement sur la schématisation de l'état initial du sol, notamment en ce qui concerne les effets de la mise en place par battage.

L'intensification des travaux pétroliers en mer et la complexité croissante des structures mises en place posent plus que jamais le problème de la tenue et de l'optimisation des fondations sur pieux de grandes tailles ($1 < \varnothing < 2$ m, $L \geq 50$ m) soumis à des sollicitations cycliques axiales de forte amplitude.

De très gros efforts sont actuellement consentis par l'industrie pétrolière et parapétrolière pour améliorer les connaissances sur le comportement de ce type de fondation. Le programme de recherche conduit par l'I.F.P. s'est attaché à la fois à acquérir des données expérimentales originales sur des pieux très instrumentés et à promouvoir le développement de méthodes de prévisions adaptées.

Parallèlement, l'Institut de mécanique de Grenoble poursuit son effort tant sur le plan de la simulation numérique (perfectionnement du code Cyclope avec loi d'interface réaliste), que sur le plan de la simulation physique grâce à une chambre de calibration haute pression adaptée à la représentation des très longs pieux de l'Offshore.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. ANDERSEN. — Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading, Proc. of the Conf. on behaviour of offshore structures 1976, Trondheim, Norvège, vol. 1, pp. 392-403.
2. BALAAM, N.P.; POULOS, H.G.; BOOKE, R., J.R. — Finite element analysis of the effects of installation on pile load settlement behaviour, Geotechnical Engineering, vol. VI, n° 1, June 1975.
3. BONIN, J.P.; DELEUIL, G.; ZALEWSKI-ZAMENHOF, L.C. — Foundation analysis of marine gravity structures submitted to cyclic loading, Offshore Technology Conference, Dallas, U.S.A., 1976, paper 2475.
4. BOULON, M.; CHAMBON, R.; DARVE, F. — Loi rhéologique incrémentale pour les sols et applications par la méthode des éléments finis, Revue Française de Géotechnique, n° 2, septembre 1977.

étude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale

D. BILLAUX - B. FEUGA

BRGM - Orléans

S. GENTIER

BRGM et Université d'Orléans

1. INTRODUCTION

Un certain nombre de grands projets de recherche actuellement en cours amènent à s'intéresser au comportement sous contrainte normale des fractures dans les milieux rocheux.

C'est le cas en particulier des études liées aux projets de stockage des déchets radioactifs dans le sous-sol ou à ceux visant l'exploitation de la chaleur contenue dans les couches profondes de l'écorce terrestre. Dans ces projets, en effet, des variations de contrainte, dues par exemple à des modifications de température ou de pression interstitielle, peuvent modifier l'ouverture des fractures et entraîner de ce fait des changements dans la perméabilité des terrains qui peuvent être de première importance pour les projets en question. Ces variations d'ouverture peuvent être liées à des cisaillements (dilatance-contractance), mais également à des modifications des seules contraintes normales. C'est cet aspect du problème qui est abordé dans cet article. Le programme de recherche dont les premiers résultats sont présentés ici a pour objet de mettre au point un modèle de comportement d'une fracture en compression, fondé sur la morphologie de cette fracture et les caractéristiques mécaniques du matériau rocheux, qui puisse être introduit dans des simulations de milieux rocheux fracturés.

Le matériau testé est un granite à grains fins du Limousin. On présente les résultats des déterminations de profils relevés sur une fracture naturelle dans ce granite, les essais de compression simple réalisés sur cette fracture, et enfin deux modèles dont l'un semble reproduire convenablement les résultats de ces essais.

2. DESCRIPTION D'UNE FRACTURE

On assimile une fracture à deux épontes planes indéformables dotées de dents de hauteur h variable (fig. 1). Les deux épontes sont situées à une distance e l'une de l'autre; cette grandeur e , qu'on appellera «écartement» de la fracture est donc égale à la hauteur du plus grand des vides. Elle dépend évidemment de la contrainte normale σ_N appliquée aux épontes. On appelle d la hauteur du vide laissé entre les épontes par une dent de hauteur h (fig. 1). On appelle e_0 l'écartement maximal, qui n'est autre que la valeur de e sous contrainte nulle.

On norme les grandeurs e , d et h par e_0 . Il vient :

$$e^+ = \frac{e}{e_0}, \quad d^+ = \frac{d}{e_0}, \quad h^+ = \frac{h}{e_0}$$

e^+ , d^+ et h^+ sont donc compris entre 0 et 1, et $d^+ + h^+ = e^+$.

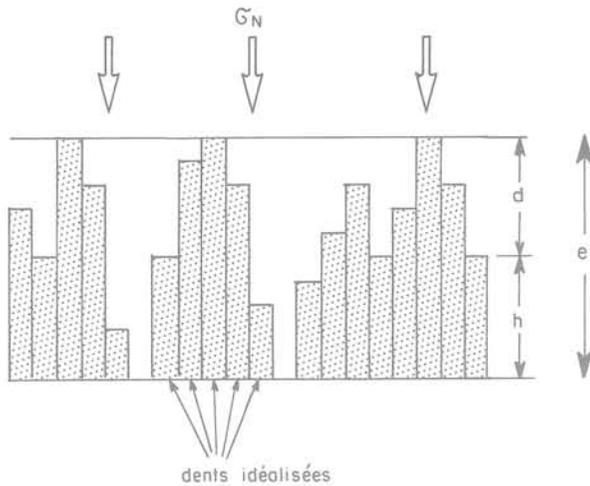


Fig. 1. — Fracture idéalisée.

Les termes «écartement», «hauteur de dent» et «hauteur de vide» s'appliquent, dans la suite de l'exposé, aux grandeurs normées, les hauteurs de dents étant de plus des hauteurs sous contrainte nulle, sauf mention contraire. Pour un écartement donné e^+ , on appelle degré d'ouverture (ou degré de séparation) $\tau(e^+)$ le rapport, dans le plan de la fracture, entre la surface ouverte et la surface totale de la fracture. $\tau(e^+)$ est donc la fraction de la surface sur laquelle les dents ont une hauteur sous contrainte nulle inférieure à e^+ . On peut donc déterminer les variations de τ en fonction de e^+ à partir de la distribution des hauteurs de dent, ou de celle des hauteurs de vide.

3. ÉTUDE EN LABORATOIRE DES PROFILS DES FRACTURES ET DE LEUR COMPORTEMENT EN COMPRESSION SIMPLE

La première série d'essais a porté sur des éprouvettes fracturées de granite à grain moyen (2 à 3 mm) à tendance porphyroïde provenant de la carrière de Maupuy dans les environs de Guéret (Creuse) et ayant pour caractéristiques moyennes :

$$E = 63\,800 \text{ MPa} (s = 900 \text{ MPa});$$

$$\nu = 0,22 (s = 0,02);$$

$$\sigma_c = 179 \text{ MPa} (s = 13 \text{ MPa}).$$

Ces caractéristiques ont été déterminées à partir d'essais de compression simple effectués sur six éprouvettes intactes ($\varnothing = 12 \text{ cm}$ pour E et ν , $\varnothing = 5 \text{ cm}$ pour σ_c , élancement 2).

Les éprouvettes utilisées pour l'étude des fractures ont toutes été carottées, en diamètre 12 cm, dans un même bloc de granite comportant une fracture naturelle ouverte, l'axe des éprouvettes étant perpendiculaire à la fracture.

Le processus expérimental comprenait l'acquisition de «profils de rugosité» de la fracture afin d'établir une distribution des hauteurs de vide, puis des essais en compression simple permettant d'établir une relation entre contrainte normale et écartement de la fracture, et enfin un nouveau relevé des «profils de rugosité» après compression.

3.1. Détermination des «profils de rugosité» et de la distribution des hauteurs de vide $g(d^+)$

Le «rugosimètre» utilisé pour l'enregistrement des profils est constitué d'un palpeur solidaire d'un chariot se déplaçant horizontalement le long d'une vis sans fin. Le contrôle de ce déplacement est assuré par un capteur linéaire d'une précision de l'ordre de 0,4 mm pour une course totale de 100 mm. Le contrôle du déplacement vertical du palpeur est assuré par un capteur linéaire d'une précision de 0,02 mm pour une course totale de 6 mm. L'ensemble des déplacements est recueilli sur une table traçante (fig. 2, 3, 4).

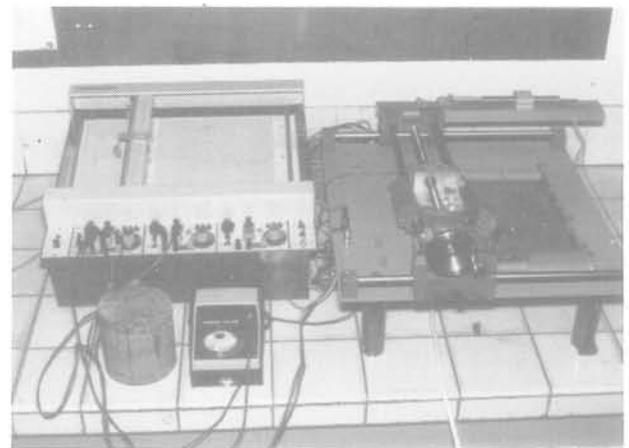


Fig. 2. — Vue d'ensemble du système d'enregistrement des profils (rugosimètre et table traçante).



Fig. 3. — Détail du rugosimètre : chariot permettant le déplacement horizontal et palpeur.



Fig. 4. — Demi-épreuve munie de son anneau de fixation.

Sur chacune des lèvres de la fracture, on déplace le palpeur suivant deux séries de profils (AB et CD) constituées chacune de cinq profils parallèles entre eux. Les deux séries sont perpendiculaires entre elles dans le plan de la fracture (fig. 5). Le calage des deux ensembles de profils (un ensemble pour chacune des lèvres de la fracture) l'un par rapport à l'autre donne des images de la fracture équivalentes à des sections (fig. 6).

La direction de mesure des hauteurs de vide est parallèle à l'axe de l'éprouvette et correspond à la direction d'application de la contrainte lors des essais mécaniques. Pour chacune des directions d'enregistrement (AB et CD) on établit une distribution moyenne des hauteurs de vide. A partir de ces deux distributions moyennes, on calcule une distribution moyenne globale des hauteurs de vide sous contrainte nulle (fig. 7). Les deux directions d'enregistrement donnent des distributions moyennes de forme générale semblable avec cependant plus de grandes hauteurs de vide pour

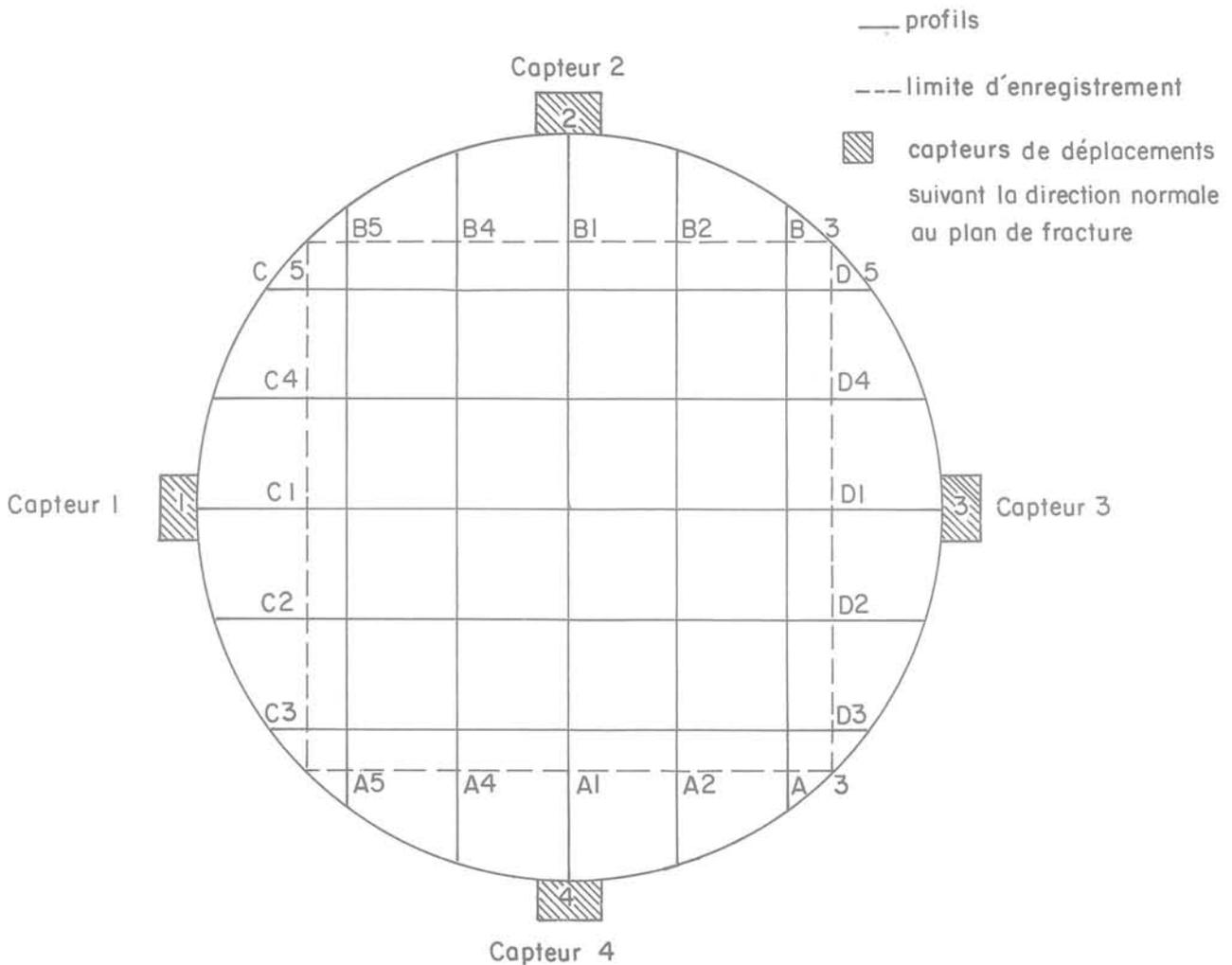


Fig. 5. — Disposition des profils et des capteurs dans le plan de la fracture.

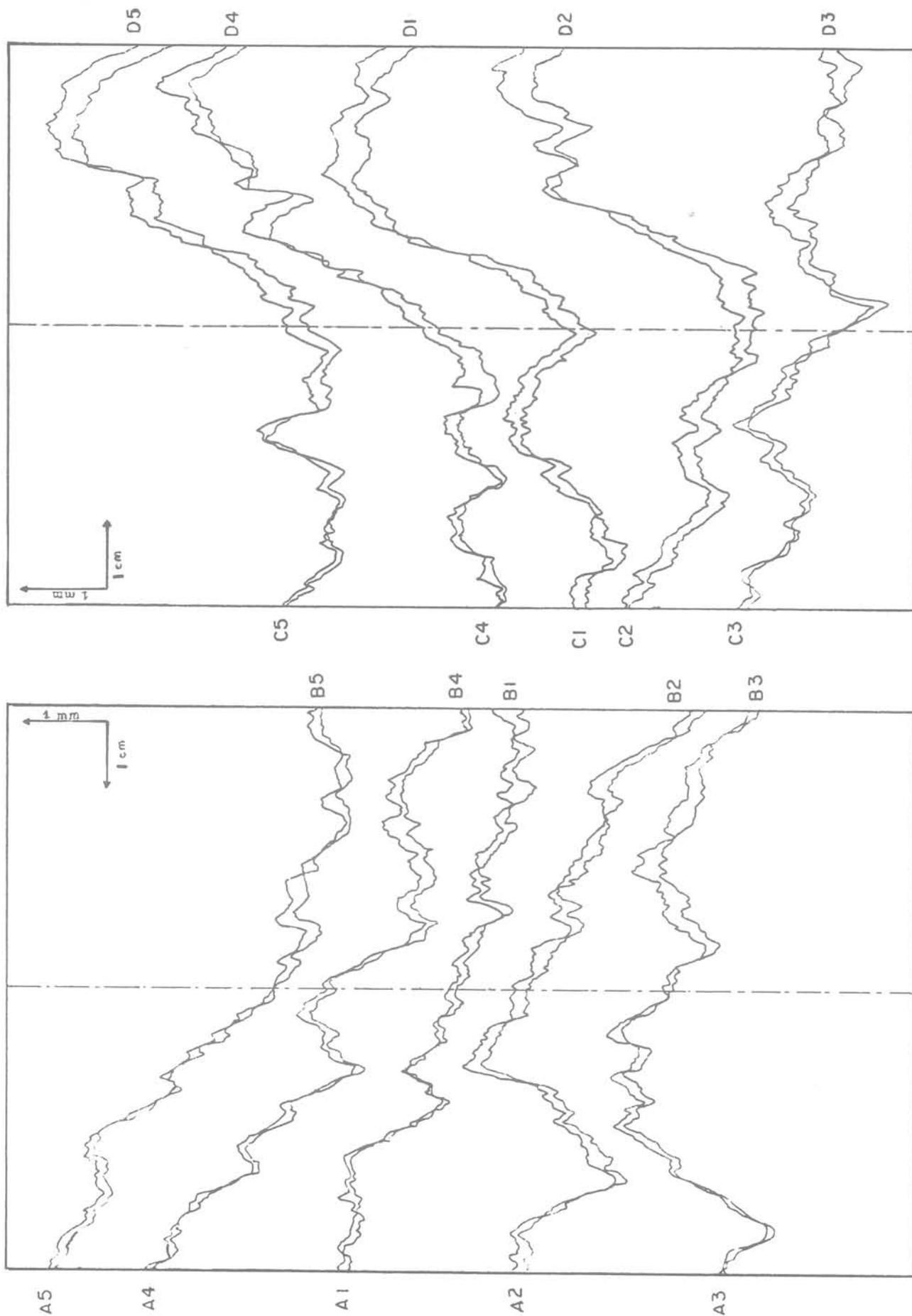


Fig. 6. — Profils de fracture.

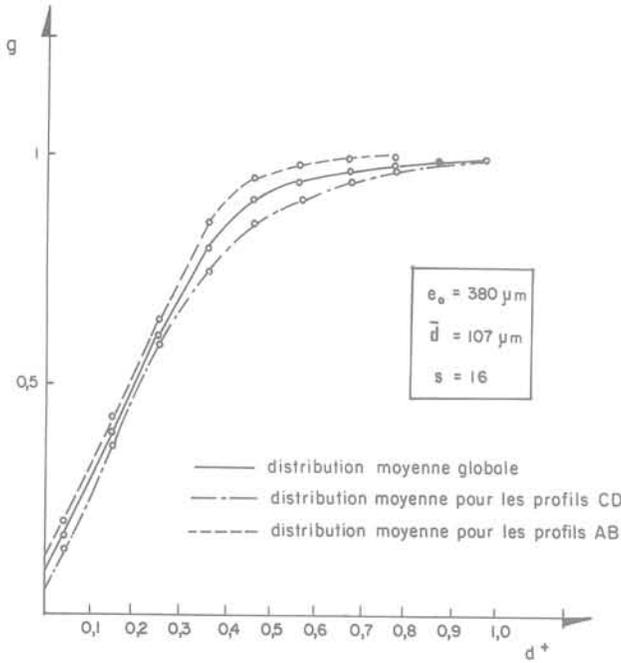


Fig. 7. — Distribution des hauteurs de vide $g(d^+)$.

les profils CD que pour les profils AB. La distribution moyenne globale correspond à une fracture comportant de nombreuses petites hauteurs de vide puisque 50 % des hauteurs de vide sont inférieures à $80 \mu\text{m}$ pour une hauteur moyenne de $107 \mu\text{m}$ et une hauteur maximale (e_o) de $380 \mu\text{m}$.

De la courbe $g(d^+)$ on déduit la loi de variation du degré d'ouverture $\tau(e^+)$ (fig. 8) par la relation :

$$\tau(e^+) = \frac{1 - g(1 - e^+)}{1 - g(0)}$$

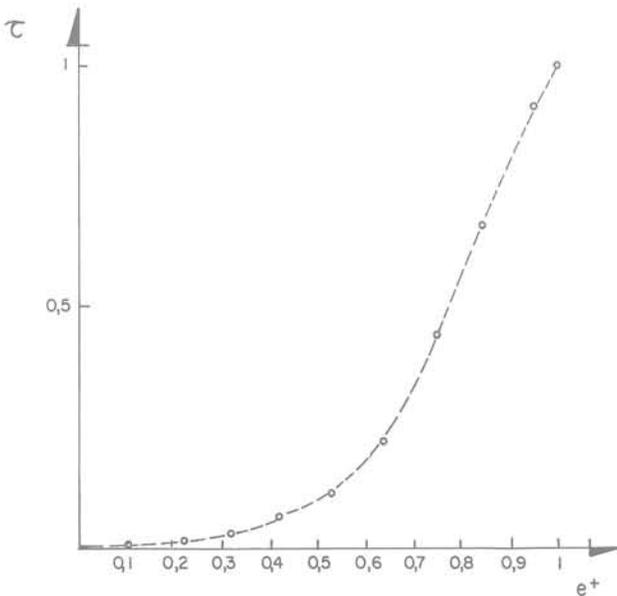


Fig. 8. — Loi de variation du degré d'ouverture en fonction de l'écartement.

Le terme correcteur $1 - g(0)$ prend en compte la méthode de calage des profils.

3.2. Etude du comportement de la fracture en compression simple

L'éprouvette est équipée de quatre capteurs linéaires situés aux extrémités des deux diamètres d'enregistrement de profils ($A_1 B_1$ et $C_1 D_1$) (fig. 5 et 9). Ces capteurs mesurent les déplacements normaux relatifs des deux épontes de la fracture perpendiculairement au plan de celle-ci. Les valeurs de ces déplacements (qui comprennent la diminution de l'écartement de la fracture et la déformation de la partie rocheuse comprise entre les deux points d'appui des capteurs), ainsi que celle de la force, sont recueillies en fonction du temps sur un enregistreur six voies. Simultanément, on enregistre pour deux des capteurs diamétralement opposés la courbe « contrainte normale-déplacement normal ».

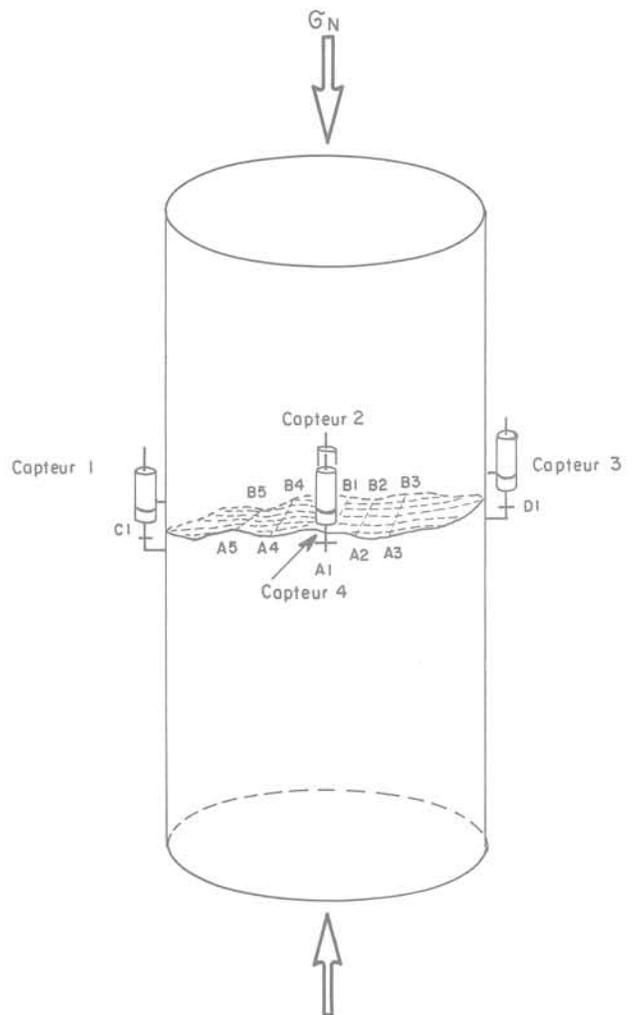


Fig. 9. — Dispositif expérimental pour l'étude du comportement de la fracture en compression simple.

L'éprouvette est soumise à deux séries de cinq cycles de contraintes croissantes :

6 MPa – 12,5 MPa – 25 MPa – 50 MPa – 75 MPa.

Sur la courbe « contrainte normale-déplacement normal » pour les premiers cycles de chargement (fig. 10),

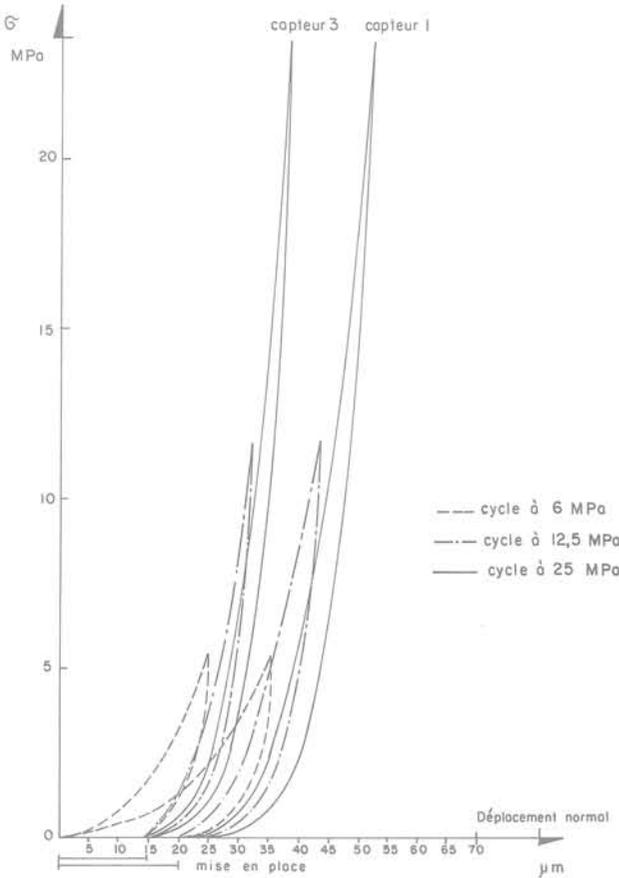


Fig. 10. — Courbes « contrainte-normale-déplacement normal ».

on constate lors du premier cycle à 6 MPa une fermeture irréversible importante qui ne s'accroît pas dans les cycles suivants pour lesquels le comportement est élastique, bien qu'une légère hystérésis subsiste. La « fermeture résiduelle » du premier cycle peut apparaître comme la fin de la mise en place des deux parties de l'éprouvette, une précharge de 0,35 MPa, dont l'effet n'est pas représenté sur la figure 10, ayant déjà provoqué une fermeture moyenne de 28 μm . D'autre part, lors de la deuxième série de cycles pour cette même contrainte (6 MPa) aucune « fermeture résiduelle » n'est apparue.

En corrigeant la courbe brute de la figure 10 de la « fermeture résiduelle » et du terme dû à l'élasticité de la roche, on trace pour chacun des capteurs la courbe « contrainte normale-écartement » (fig. 11, courbes 1, 2, 3, 4). On constate que pour tous les capteurs, la diminution de l'écartement reste faible même aux

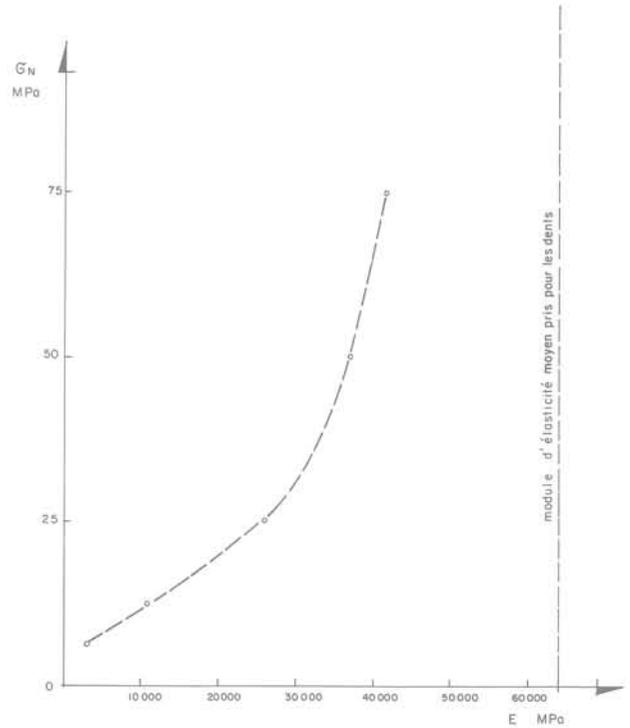


Fig. 11. — Courbe « contrainte-module de déformabilité de la roche fracturée ».

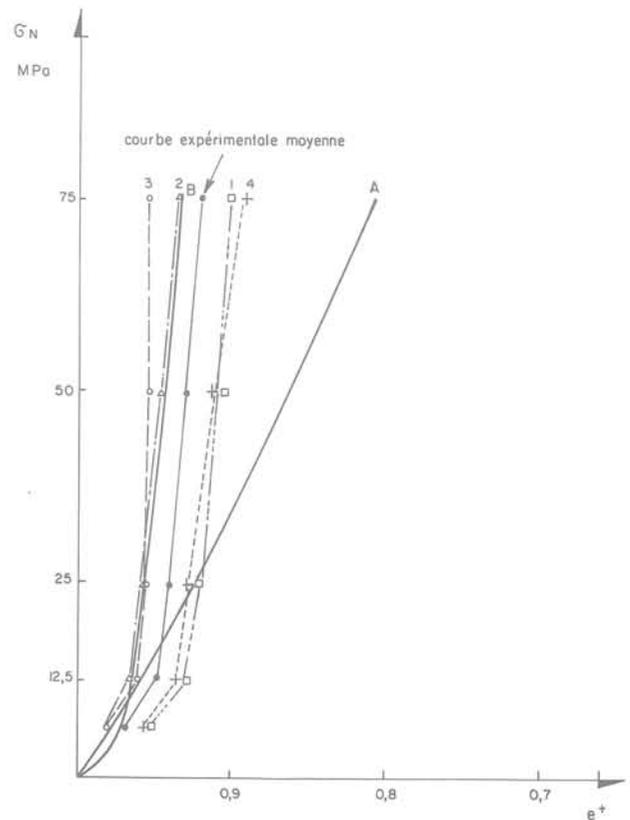


Fig. 12. — Courbes expérimentales (1, 2, 3, 4) et théoriques (A, B) « contrainte-écartement ».

contraintes les plus élevées puisqu'à 75 MPa, l'écartement n'a varié que de 5 à 10%. D'après ces résultats on peut craindre, pour des contraintes plus élevées, d'atteindre le seuil de rupture de l'éprouvette avant d'avoir pu fermer la fracture dans des proportions importantes.

Cette remarque n'est pas contredite par l'évolution du « module de déformabilité » de la roche fracturée évaluée à partir des courbes expérimentales. A la moitié de la résistance à la compression simple de la roche intacte, le « module de déformabilité » de la roche fracturée est déjà égal aux 2/3 du module d'élasticité de la roche intacte (fig. 12).

Lors de la deuxième série de cycles, la variation de l'écartement pour chaque cycle est identique à celle des cycles de la première série de chargements. L'ensemble se comporte de façon parfaitement élastique.

Après le dernier essai, on réenregistre des « profils de rugosité » pour constater un éventuel endommagement de la surface de la fracture. Dans les limites de précision de l'appareil, on ne détecte que quelques rares modifications très localisées de la surface de fracture, qui pourraient être dues aussi bien aux manipulations des éprouvettes qu'aux essais de chargement.

Par un calcul simple, on peut estimer la contrainte normale dans une dent subissant une déformation de 5%, ordre de grandeur des déformations de la fracture sous 75 MPa. Cette contrainte normale serait d'environ 3 200 MPa soit environ 17 fois la résistance à la compression simple de la roche intacte. Cette observation ainsi que l'absence de modifications nettes des profils de fracture à la suite des essais mentionnés ci-dessus laissent supposer qu'il s'exerce sur chacune des dents en charge une pression de confinement non négligeable sans laquelle elle ne pourrait pas résister.

4. MODÈLES DE COMPORTEMENT MÉCANIQUE D'UNE FRACTURE SOUS CONTRAINTE NORMALE

4.1. Premier modèle à « dents non confinées »

4.1.1. Principe de base

Pour chaque valeur de l'écartement e^+ , on peut définir une hauteur de dent limite h_l pour laquelle il y a rupture, toutes les dents de hauteur supérieure à h_l étant déjà brisées, et celles de hauteur inférieure étant dans le domaine élastique.

Il vient:

$$h_l^+ = \frac{e^+}{1 - \frac{\sigma_L}{E}}$$

avec σ_L : contrainte limite de rupture dans une dent
 E : module d'Young du matériau.

Ceci donne, pour une dent « i », de hauteur h_i^+ sous contrainte nulle:

$$\text{si } h_i^+ \leq h_l^+, \quad \sigma_i = \frac{E(h_i^+ - e^+)}{h_i^+} \quad (\text{domaine élastique linéaire})$$

et si $h_i^+ > h_l^+$, $\sigma_i = \sigma_R(e^+)$ (comportement post-rupture)

avec σ_i : contrainte normale dans la dent « i »

$\sigma_R(e^+)$: contrainte résiduelle dans toutes les dents rompues, supposée ne dépendre que de l'écartement.

En écrivant l'équilibre d'une surface unité de la fracture sous l'action d'une part de la contrainte normale transmise par les épontes, et d'autre part des contraintes normales s'exerçant dans les dents de hauteur initiale supérieure ou égale à e^+ , il vient:

$$\sigma_N = \underbrace{\sigma_R(e^+) \cdot (1 - \tau(h_l^+))}_{\text{dents en post-rupture}} + \underbrace{\int_{e^+}^{h_l^+} E \frac{(h^+ - e^+)}{h^+} \tau'(h^+) dh^+}_{\text{dents en domaine élastique}}$$

En effet,

$1 - \tau(h_l^+)$ représente la fraction de surface sur laquelle les dents ont une hauteur supérieure à h_l^+

$\tau'(h^+) dh^+$ représente la fraction de surface sur laquelle les dents ont une hauteur comprise entre h^+ et $h^+ + dh^+$.

4.1.2. Paramètres utilisés et résultats

La contrainte limite est ici prise égale à la résistance du matériau en compression simple σ_c , ce qui revient bien à considérer les dents comme non confinées lors de leur mise en charge.

Pour tester ce modèle, il faut connaître les deux fonctions $\tau(e^+)$ et $\sigma_R(e^+)$. On a vu que $\tau(e^+)$ est tirée de l'étude expérimentale au « rugosimètre » des profils de fracture. Pour la fonction $\sigma_R(e^+)$, en l'absence de données expérimentales, on a testé successivement les formules suivantes:

$$\begin{aligned} \sigma_R(e^+) &= \sigma_L \\ \sigma_R(e^+) &= (1 - e^+) \sigma_L \\ \sigma_R(e^+) &= (1 - \sqrt[2]{e^+}) \sigma_L \\ \sigma_R(e^+) &= (2 - 2e^+) \sigma_L \end{aligned}$$

La formule retenue a été finalement la plus simple: $\sigma_R(e^+) = \sigma_L$, valeur qui permet de redresser au maximum la courbe « contrainte normale-écartement » obtenue, pour la rapprocher des courbes expérimentales, plus raides que les courbes obtenues avec le

modèle. Le résultat est représenté par la courbe A de la figure 11. Cette courbe ne correspond pas dans sa forme générale aux courbes expérimentales. D'autre part, avec ce modèle, dès le premier chargement, pour une contrainte ne dépassant pas 1 MPa, il existe déjà des dents ayant atteint le seuil de rupture, ce qu'on n'a pas constaté expérimentalement.

Ces observations ont conduit à modifier le modèle initial.

4.2. Deuxième modèle « à dents confinées »

4.2.1. Mise en équations

On suppose maintenant que la contrainte limite σ_L varie en fonction de la contrainte de confinement à laquelle est soumise chaque dent en charge. En effet, on considère dans le modèle de fracture, que la différence de hauteur entre deux dents contiguës est faible (fig. 13). Par conséquent, une dent chargée est

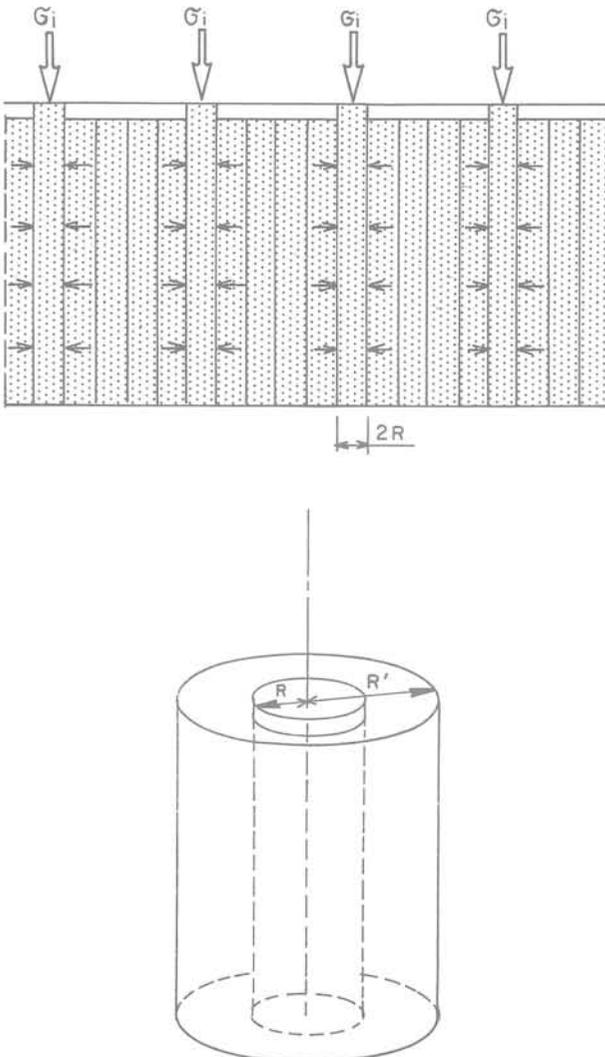


Fig. 13. — Fracture idéalisée (modèle à « dents confinées »).

toujours entourée par des dents non chargées qui exercent sur elle une pression de confinement σ_{3i} sur la plus grande partie de sa hauteur. Le rapport de la surface de la zone chargée à la surface totale est donné par: $1 - \tau(e^+)$. Si on modélise une dent chargée et le matériau qui la confine en supposant une symétrie axiale de l'ensemble (fig. 13), le rapport entre les rayons intérieur R et extérieur R' de l'anneau non chargé est égal à:

$$\frac{R}{R'} = \sqrt{1 - \tau(e^+)}$$

En posant comme hypothèse un déplacement radial nul du fait de la présence du matériau environnant, et une contrainte $\tau\theta z$ nulle, la pression de confinement exercée sur chaque dent chargée est:

$$\sigma_{3i} = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \frac{R}{R'} \cdot \sigma_i = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sqrt{1 - \tau(e^+)} \cdot \sigma_i$$

Le critère de rupture choisi est celui défini empiriquement par Brown et Hoek:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} \geq \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + \sqrt{m \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s}$$

où m et s sont des constantes caractéristiques du matériau, σ_c la résistance à la compression simple, σ_1 et σ_3 les contraintes principales.

En combinant les équations précédentes, on obtient une équation du second degré en σ_L :

$$\sigma_L^2 \cdot (1 - \beta)^2 - m \cdot \beta \cdot \sigma_c \cdot \sigma_L - \sigma_c^2 s = 0$$

avec:

$$\beta = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \sqrt{1 - \tau(e^+)}$$

dont le discriminant est:

$$\Delta = (m^2 \cdot \beta^2 + 4 \cdot (1 - \beta)^2 \cdot s) \cdot \sigma_c^2$$

La résolution de cette équation donne la relation suivante:

$$\sigma_L = \sigma_c \cdot \frac{(m \cdot \beta + \sqrt{m^2 \beta^2 + 4 (1 - \beta)^2 s})}{2(1 - \beta)^2}$$

Les valeurs de m et s ont été prises respectivement égales à 36 et 1, valeurs retenues pour un granite écossais par Mc Ewen et al., 1980*.

A partir de l'expression de σ_L , on peut réécrire les équations du paragraphe 4.1.1., en tenant compte du fait que la relation pour un écartement donné e^+ entre la hauteur de la dent i, h_i^+ et la contrainte σ_i qu'elle subit devient dans le domaine élastique:

$$\sigma_i = \frac{E(h_i^+ - e^+)}{h_i^+} \cdot \frac{1}{1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \cdot \sqrt{1 - \tau(e^+)}}$$

Il vient:

$$h_i^+ = \frac{e^+}{1 - \frac{\sigma_L}{E} \alpha}$$

* Mc Ewen T.J., Horseman S.T., Lai S.F. (1980). Geomechanical properties of rocks from the Altnabreac area ENPU 80-13 — Rapport de l'Institute of geological sciences, Londres.

avec α , coefficient correcteur du confinement:

$$\alpha = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} \cdot \sqrt{1 - \tau(e^+)}$$

Et l'équation d'équilibre devient donc:

$$\sigma_N = \sigma_R(e^+) \cdot (1 - \tau(h^+))$$

$$+ \frac{1}{1 - \frac{2\nu^2}{(1 - \nu)} \cdot \sqrt{1 - \tau(e^+)}}$$

$$\int_{e^+}^{h^+} E \frac{(h^+ - e^+)}{h^+} \cdot \tau'(h^+) dh^+$$

4.2.2. Résultats obtenus

Les données introduites sont les mêmes que pour la première version du modèle:

$$(\tau(e^+), \sigma_R(e^+) = \sigma_L(e^+))$$

Le résultat des calculs correspond à la courbe de la figure 8, beaucoup plus proche des courbes expérimentales que la courbe A obtenue avec le premier modèle.

5. CONCLUSION

Le modèle de base envisagé pour simuler le comportement en compression de fractures dans le granite, suppose la connaissance des variations du degré d'ouverture avec l'écartement, et des contraintes limites et résiduelles dans les dents.

Le rugosimètre utilisé permet d'appréhender le premier de ces paramètres de manière satisfaisante. La prise en compte d'un confinement des dents pour le calcul de la contrainte limite, permet de mieux approcher les résultats expérimentaux.

Les efforts sont maintenant engagés vers une meilleure connaissance des contraintes limites et résiduelles, à la fois par la théorie et l'expérimentation.

Notations

Morphologie de la fracture

- h hauteur de dent
- d hauteur de vide
- e distance entre les deux épontes ou encore «écartement» de la fracture
- e_o distance entre les deux épontes sous contrainte nulle ou encore «écartement» maximal de la fracture
- h⁺ grandeurs précédentes normées par e_o
- d⁺
- e⁺
- h_i⁺ hauteur normée de la dent «i»
- h_l⁺ hauteur limite de rupture normée pour chacune des dents
- τ(e⁺) degré d'ouverture (ou de séparation), ou encore fraction de la surface sur laquelle les dents ont une hauteur sous contrainte nulle inférieure à e⁺
- g(d⁺) distribution cumulée des hauteurs de vide
- R, R' dimensions caractéristiques d'une dent chargée dans le modèle à «dents confinées» (figure 10).

Caractéristiques du matériau

- E module d'Young
- ν coefficient de Poisson
- σ_c résistance à la compression simple
- s écart-type d'une des trois grandeurs précédentes
- s, m paramètres d'ajustement du critère de rupture pour un matériau donné

Contraintes

- σ_N contrainte normale appliquée aux épontes
- σ_L contrainte limite de rupture dans une dent
- σ_i contrainte normale dans la dent «i»
- σ_{3i} pression de confinement exercée sur une dent chargée par les dents voisines non chargées (modèle à «dents confinées»)
- σ_R(e⁺) contrainte résiduelle dans toutes les dents rompues, dépendant de l'écartement

problème des fissures sur les murs des bâtiments du monastère de Stavronikita du mont Athos (Grèce)

C.A. DEMIRIS
J.D. MELADIOTIS

Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur
Université Aristote de Thessalonique

1. INTRODUCTION

Le monastère de Stavronikita dont l'histoire commence à partir du X^e siècle, est situé à peu près au milieu de la côte septentrionale de la péninsule du mont Athos, branche orientale de la presqu'île de la Calcidique au Nord de la Grèce. Il est fondé sur une masse rocheuse très escarpée, à 42 m au-dessus du niveau de la mer (fig. 1).

Le plus vieux bâtiment du monastère est celui du «Pyrgos» qui a été bâti au début du XI^e siècle. Le «Pronaos» a été bâti un siècle plus tard. Les trois contreforts de la côte orientale du monastère ont été construits en 1842 tandis que les bâtiments qui s'appuient sur ces contreforts étaient érigés en 1883.

Le problème principal du monastère est celui de sa stabilité, en raison de la présence d'un grand nombre de fissures sur les murs de ses bâtiments qui se développent suivant deux lignes sensiblement horizontales et qui s'élargissent pendant l'hiver ou à l'occasion de puissantes secousses sismiques.



Fig. 1. — Le monastère de Stavronikita.

Ces fissures qui ne sont dues ni à une mauvaise fondation des bâtiments, ni au tassement différentiel du sous-sol, proviennent en fait d'un déplacement horizontal de quelques centimètres, du compartiment oriental du monastère par rapport au compartiment occidental supposé immobile, visible sur la côte Nord (fig. 2).



Fig. 2. — Fissures du mur du monastère provoquées par un déplacement horizontal.

Le déplacement du compartiment oriental du monastère vers le Sud, est dû au glissement de la masse rocheuse sous-jacente, qui lui sert de fondation.

Le but essentiel de cette étude est de préciser les modalités de glissement, la géométrie et les conditions d'équilibre de la masse rocheuse glissante.

2. CADRE GÉOLOGIQUE

2.1. Situation géologique de la péninsule du mont Athos

La péninsule du mont Athos, prolongement SE du massif Serbomacédonien, doit sa morphologie aux ruptures et aux effondrements de l'Eghis au tertiaire et au quaternaire.

Au point de vue géologique, la péninsule est constituée, de bas en haut :

— par un socle cristallin et cristallophyllien paléozoïque, ou plus ancien, formé de gneiss, d'amphibolites et de péridotites,

— par une masse cristallophyllienne paléozoïque très plissée qui est constituée de bas en haut par :

- la série de Kerdilia, formée de calcaires cristallins alternant avec des gneiss ocellés,
- la série de Vertiskos, d'âge hercynien, formée de micaschistes, de gneiss et d'amphibolites,

- par un horizon cristallin et cristallophyllien mésozoïque, formé de granites à biotite et de gneiss à plagioclase,

- par les calcaires cristallins triasiques de l'unité d'Aspri Vryssi-Chortiatis.

2.2. Situation géologique de la région étudiée

Les formations géologiques du monastère de Stavronikita dont les caractéristiques ont été déterminées au Laboratoire de l'Ecole polytechnique de l'Université Aristote de Thessalonique, appartiennent au socle cristallophyllien et contiennent les plans, en deux unités, lithologiques et stratigraphiques suivants :

— l'unité inférieure des leptynites ;

— l'unité supérieure qui comprend les gneiss à deux micas, les gneiss à mica noir et les amphibolites.

Les gneiss à deux micas (ζ 2m) forment le support sur lequel est fondé le monastère de Stavronikita. Ce sont des roches sombres, à grain moyen, plus ou moins quartzes — 35-55 % —, feldspathiques — 26-49 % — et micacés — 23-27 % — dont la teneur en biotite peut varier entre 0 et 15 %. Les gneiss à deux micas qui présentent une schistosité très nette et une altération superficielle très intense, donnant aux affleurements une teinte brune à jaunâtre, sont parcourus par des filons quarzites qui se développent en général parallèlement à la stratification.

Les gneiss à mica noir (ζ bi) se présentent sous forme d'un banc mince intercalé entre les gneiss à deux micas et les leptynites sous-jacentes. Ce sont des roches schisteuses, à grain fin, noires, formées de biotite — 35 % —, de feldspaths — 37 % —, de quartz — 20 % —, et de muscovite — 8 %.

Les amphibolites (am) sont en fait des schistes cristallins vert foncé, très durs, où domine l'amphibole — 57 % — associée aux feldspaths — 19 % —, à l'épidote — 15 % — et au quartz — 9 %.

Les leptynites (λ) sont claires, blanchâtres, à grain fin, pauvres en éléments noirs. Elles sont compactes et dures, formées de quartz — 50 % —, de feldspath — 30 % —, de muscovite — 15 % —, de sillimanite — 3 % — et de biotite — 2 %.

2.3. Remarques tectoniques et structurales

Au point de vue tectonique, la zone étudiée est marquée par l'existence d'un pli couché à l'échelle métrique visible en coupe perpendiculaire à l'axe au talus septentrional du monastère.

Le rapport des épaisseurs orthogonales du pli couché — $t' = 0,3$ — et de l'angle α — $\alpha = 80^\circ$ — conduit au diagramme de classification de Ramsay et montre qu'il s'agit d'un pli semblable dont le plan axial se trouve à une hauteur de 2 mètres au-dessus du niveau de la mer, avec une orientation N 90° -S 15° .

Les formations cristallophylliennes qui ont été soumises aux plissements, sont accompagnées par un clivage schisteux (S_1) qui a débité les roches en minces feuilletés. Dans les gneiss à deux micas et les gneiss à mica noir qui sont incompetents, le clivage schisteux est très serré, parfaitement réglé et souligné par les recristallisations des minéraux dans le plan axial du pli couché. Par contre, dans les leptynites compétentes, le clivage schisteux est très écarté et converge vers le plan axial du pli couché.

Les accidents tectoniques de la région se manifestent sous forme de failles normales réparties en deux régimes principaux (fig. 3):

— un régime initial des grandes failles (F_1) parallèles entre elles, de direction EW;

— un régime des failles secondaires (F_2) de direction subverticale, qui forment avec les failles précédentes des blocs parallélépipédiques dont la grande arête est dirigée vers l'Est.

Les failles (F_1) se manifestent sous forme de marches d'escalier et constituent un fossé d'effondrement anexe entre deux petits horst à l'endroit du cimetière et du stavros. Le rejet vertical maximum de ces failles qui se développe au talus septentrional du cimetière, est de l'ordre de 20 m. Par contre, à l'endroit du stavros, les rejets verticaux des failles sont de l'ordre de quelques décimètres et s'accompagnent, dans les gneiss à mica noir incompetents, de microplis à l'échelle décimétrique.

L'existence des boudinages dans les gneiss à deux micas et les gneiss à mica noir — bancs quartzitiques compétents intercalés entre les niveaux des gneiss incompetents — montre que le clivage schisteux est parallèle à leur stratification où se produit l'éirement maximum (fig. 4a).



Fig. 4(a). — Schistosité du massif.

Les flancs du pli couché restant parallèles au plan axial, on peut représenter la structure de l'ensemble de la région étudiée comme un panneau monoclinail faillé, incliné vers le SE.

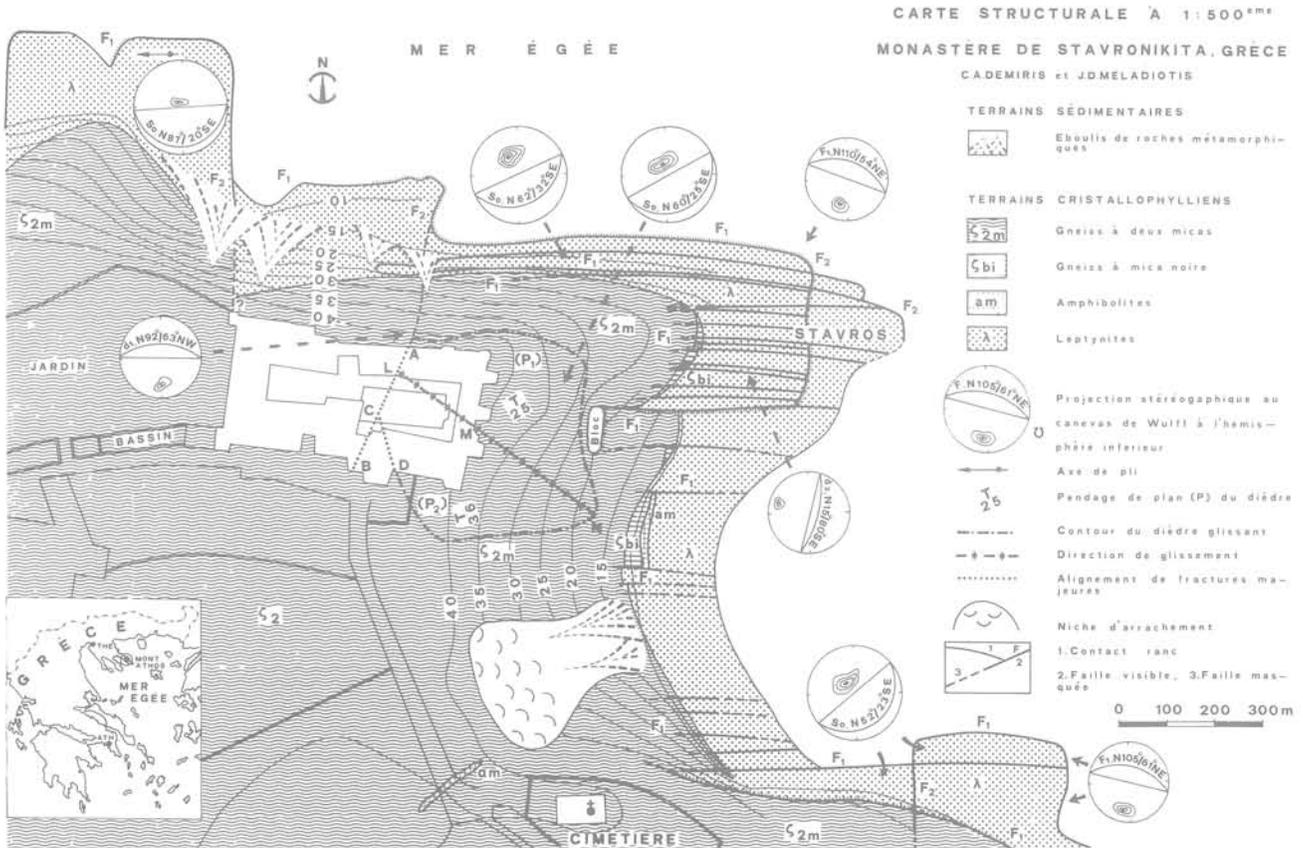


Fig. 3. — Carte des accidents tectoniques.

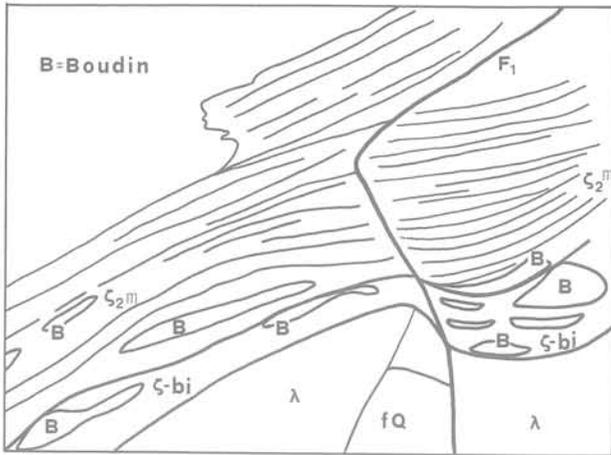


Fig. 4(b). — Croquis d'interprétation.

(ζ_2^m) gneiss à deux micas
 ($\zeta\text{-bi}$) gneiss à mica noir
 (λ) leptynite
 (fQ) filons de quartz
 (B) boudin
 (F_1) faille

3. MESURES IN SITU ET EN LABORATOIRE

Pour mettre en évidence les causes des fissures des murs du monastère, plusieurs mesures in situ et en laboratoire ont été effectuées pour déterminer les paramètres du massif de fondation.

3.1. Orientation des plans de stratification et de discontinuité des formations géologiques

Pour déterminer l'orientation des plans de stratification et des plans de discontinuité des formations géologiques, 400 mesures ont été réalisées sur les talus rocheux du monastère.

A partir des diagrammes stéréographiques des mesures sur l'hémisphère inférieur du canevas de Schmidt, on a obtenu les résultats suivants.

3.1.1. Sur le talus oriental du monastère, l'orientation du plan de stratification des gneiss à deux micas — N 60°-SE 25° —, coïncide avec l'orientation du plan de stratification des leptynites qui est N 62°-SE 32°.

La différence d'orientation des plans de stratification des leptynites entre la zone ci-dessus et celle du talus septentrional du monastère — N 87°-SE 20° — est due au basculement du horst du stavros vers l'Est.

3.1.2. L'orientation des plans de failles (F_1) dans les leptynites varie entre N 110°-NE 54° sur le talus septentrional du monastère et N 105°-NE 61° sur le talus septentrional du cimetière.

3.1.3. L'orientation des plans des failles secondaires (F_2) varie entre N 0°-90° et N 20°-SE 85°.

3.1.4. Le plan majeur des diaclases (d_1) dans les gneiss à deux micas sur le talus septentrional du monastère, a une orientation N 92°-W 63°.

3.1.5. L'orientation du plan majeur des diaclases (d_2) dans les leptynites sur le talus oriental du monastère est N 15°-SE 80°.

3.2. Direction du déplacement du compartiment oriental du monastère

Pour mettre en évidence la direction de déplacement du compartiment oriental du monastère, plusieurs mesures ont été effectuées sur les 21 points exacts de fractures majeures qui se développent, comme on l'a vu précédemment, le long de deux lignes horizontales sécantes AB et CD (fig. 3), en déterminant chaque fois la grandeur et la direction de leurs rejets horizontaux, à partir des coordonnées κ et μ de la figure 5.

Les mesures ont été exécutées près de la fondation des bâtiments où les écartements entre les lèvres des fractures sont les plus larges.

A partir des résultats des mesures précédentes, on constate que le déplacement du compartiment oriental du monastère, par rapport au compartiment occidental supposé immobile, est représenté par la ligne brisée ACD et se produit le long de la ligne horizontale LM dont la direction est N 126° (fig. 3).

3.3. Angle de frottement interne des gneiss à deux micas

A partir d'échantillons secs et d'échantillons saturés d'eau, l'angle de frottement interne des gneiss à deux micas a été déterminé au laboratoire, d'une part parallèlement au plan de leur stratification et d'autre part, perpendiculairement à ce plan.

Le résultat de ces essais réalisés au Laboratoire de l'Ecole polytechnique de l'Université Aristote de Thessalonique, est donné au tableau I.

Tableau I

Echantillon sec			Echantillon saturé d'eau		
Contrainte normale (supposée uniforme)	Angle de frottement interne		Contrainte normale (supposée uniforme)	Angle de frottement interne	
N	tg	φ	N	tg	φ
SURFACE PARALLÈLE AU PLAN DE STRATIFICATION (S_0) en MPa					
0,1	0,54	27°	0,1	0,42	23°
1,0	0,51	28°	1,0	0,42	23°
SURFACE PERPENDICULAIRE AU PLAN DE STRATIFICATION (S_0) en MPa					
0,1	0,62	32°	0,1	0,50	26,5°
1,0	0,61	31°	1,0	0,52	27,5°

4. CONDITIONS D'ÉQUILIBRE EXISTANTES

4.1. Conditions de glissement

La découverte de glissement sur le talus oriental du monastère, confirme notre opinion initiale d'après laquelle le déplacement du compartiment oriental du monastère est dû au glissement de la masse gneissique sous-jacente.

Plus précisément, dans les gneiss à deux micas du talus rocheux ci-dessus, entre les courbes de niveau 25 et 30 m et à côté du bloc parallélépipédique indiqué sur la carte de la figure 3, on a déterminé sur un plan N 5°-SE 83°, une zone de cisaillement senestre, c'est-à-dire une zone des discontinuités conjuguées correspondant aux fissures de Riedel.

A partir des dièdres aigus des lentilles de cisaillement qui se forment par les fissures de Riedel et les plans de cisaillement, on détermine un plan de glissement (P₁) dont l'orientation s'identifie avec le plan de stratification des gneiss à deux micas.

Si le déplacement du compartiment oriental du monastère (fig. 5) est dû au glissement précité, la direction de déplacement du compartiment oriental du monastère — N 126° — aurait dû s'identifier avec la direction de pendage du plan de glissement — N 150° mais, d'après les données ci-dessus, ce n'est pas le cas.

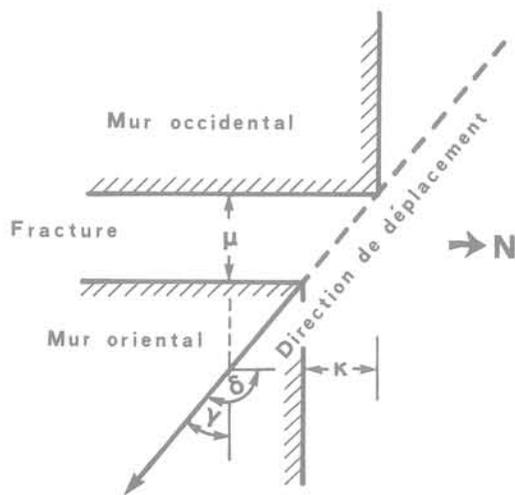


Fig. 5. — Direction des déplacements du monastère.

Puisque la direction de la ligne horizontale AB, sur laquelle se développe un grand nombre des fractures majeures aux murs des bâtiments du monastère, coïncide avec la direction du plan de la faille F₂ — N 20°-SE 85° — qui traverse le talus septentrional du monastère, la faille doit passer au-dessous du monastère.

En outre, puisque une grande partie des fractures majeures des murs des bâtiments du monastère se

développe le long de la ligne horizontale CD, comme on l'a déjà vu, on suppose que les fractures ci-dessus proviennent d'un deuxième plan de cisaillement (P₂) dont la direction doit coïncider avec la direction de la ligne N 165° (fig. 6).

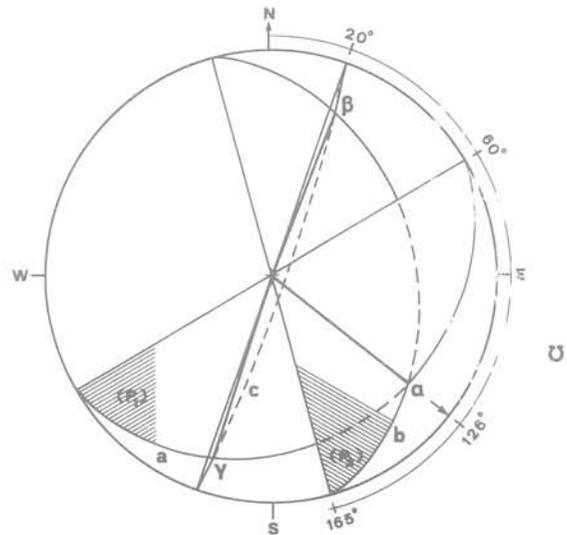


Fig. 6. — Orientation des failles.

D'après les données ci-dessus, il en résulte que la masse gneissique glissante forme un dièdre tronqué, limité par les deux plans de discontinuité (P₁ et P₂), par le plan (P₃) de la faille (F₂) en amont et par le talus oriental du monastère en aval (fig. 6). Par conséquent, on peut tracer sur la carte le contour superficiel du dièdre rocheux.

4.2. Analyse des forces qui agissent sur le dièdre rocheux déterminant

L'interface (P₃) du dièdre tronqué et du massif du gneiss qui correspond au plan de faille — N 20°-SE 85° — étant sensiblement verticale, il est évident qu'elle n'intervient pas dans le glissement du dièdre et n'a pas à être calculée dans l'analyse de sa stabilité.

Si le dièdre rocheux est détaché du massif de gneiss à deux micas, les valeurs de la résistance au cisaillement le long des interfaces (P₁), (P₂) et (P₃), données par les cohésions correspondantes, doivent être nulles et par conséquent, seules les forces de frottement interne qui s'opposent au glissement du dièdre, interviennent.

Les forces qui agissent sur le dièdre sont d'une part son poids et, d'autre part, les pressions hydrostatiques développées.

Le poids total du dièdre est de l'ordre de 300 000 kN (W_t = 300 000 kN) et correspond à la somme de son poids propre (W_d = 250 000 kN) et du poids total des bâtiments du monastère (W_b = 50 000 kN).

Les pressions hydrostatiques qui agissent perpendiculairement aux interfaces du dièdre, ont été déterminées approximativement à partir de la forme de la surface hydrostatique de l'eau dans une fouille creusée dans les gneiss à deux micas, dans le sous-sol du monastère. En supposant que la répartition des pressions interstitielles dans les surfaces de discontinuité est linéaire et que les pressions hydrostatiques sur l'interface (P₃) sont nulles, les pressions hydrostatiques sur l'interface (P₁) ont été estimées à U₁ ≈ 30 000 kN alors que sur l'interface (P₂) elles ont été estimées à U₂ ≈ 25 000 kN.

Pour l'analyse de la stabilité du dièdre rocheux, les valeurs d'angle de frottement interne utilisées sont celles du tableau I. Plus précisément, pour l'interface (P₁) qui s'identifie avec le plan de stratification des gneiss à deux micas, la valeur de 23° a été retenue pour des roches saturées d'eau, tandis que pour l'interface (P₂) qui recoupe le plan de stratification des gneiss à deux micas, la valeur de l'angle de frottement interne utilisée est 27°, correspondant à la roche saturée.

D'après ce qui précède et avec l'aide de la méthode des projections stéréographiques du canevas de Schmidt, le cône de frottement apparent du dièdre a été construit sur le diagramme stéréographique de la figure 7.

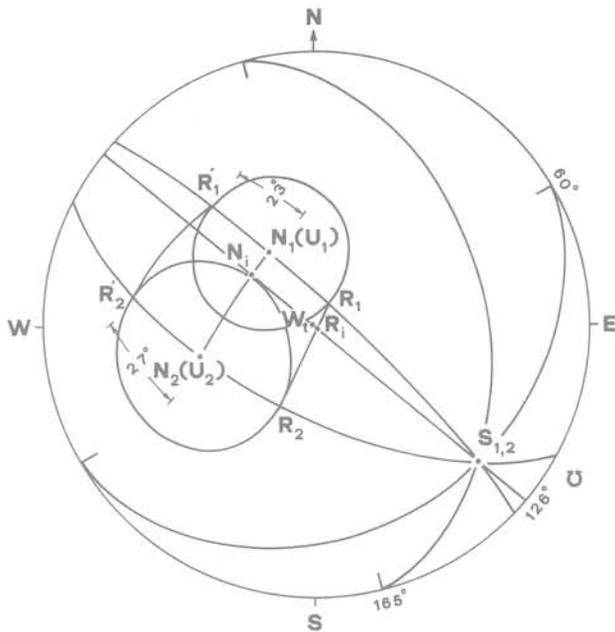


Fig. 7. — Cône de frottement sur le diagramme stéréographique de Schmidt.

Sur ce diagramme stéréographique, le point W_t représente la position de la résultante des forces agissant sur le dièdre qui s'identifie en ce cas, avec le vecteur poids du dièdre. Le point N_i = N₁ + N₂ représente la position de la résultante des forces normales sur les deux interfaces (P₁) et (P₂), tandis que le point R_i =

R₁ + R₂ représente la résultante des forces de frottement interne agissant sur les interfaces. Enfin, l'angle entre (N_i) et (R_i) mesuré sur le grand cercle passant par les points (S_{1,2}) et (W_t) représente l'angle de frottement apparent, c'est-à-dire l'angle au sommet du cône de frottement apparent.

D'après le diagramme stéréographique qui correspond aux conditions d'équilibre du dièdre pendant la période de sécheresse — période d'été où les pressions hydrostatiques sont négligeables — le dièdre est en équilibre, car son coefficient de sécurité, donné par l'expression ci-dessous, est supérieur à l'unité.

$$F_s = \frac{\widehat{\text{tg}}(N_i)(R_i)}{\widehat{\text{tg}}(N_i)(W_t)}$$

soit :

$$F_s = \frac{\text{tg } 24^\circ}{\text{tg } 23^\circ} = \frac{0,445}{0,424}$$

étant donné que (N_i) (R_i) = 24° et (N_i) (W_t) = 23°

d'où :

$$F_s = 1,05$$

Par contre, pendant la période d'humidité — période d'hiver —, les pressions hydrostatiques développées perpendiculairement aux deux interfaces du dièdre, ne sont plus négligeables et se composent avec le vecteur du poids (W_t) du dièdre. La résultante de ces forces (W_h = W_t + U₁ + U₂), dont la grandeur se détermine à partir du polygone des forces de la figure 8, n'est plus verticale et se place en dehors de la surface de stabilité (R₁, R₂, R₂, R₁) du diagramme stéréographique de la figure 9.

Sur le diagramme stéréographique, la position de la résultante des forces (W_h) du dièdre se trouvant dans

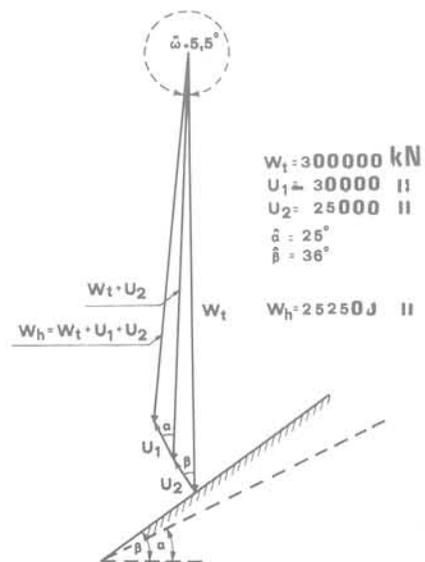


Fig. 8. — Equilibre des forces (régime d'hiver).

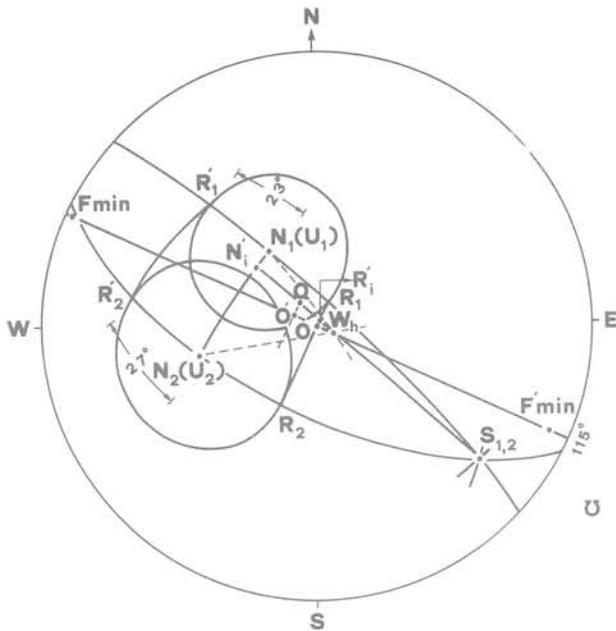


Fig. 9. — Diagramme stéréographique de Schmidt pour le calcul de F_{min} .

la surface qui se limite par les points (R_1) , $(S_{1,2})$ et (R_2) , le glissement risque de se produire sur l'arête d'intersection N 126°-SE 23° de deux interfaces du dièdre rocheux.

En ce cas, la valeur du coefficient de sécurité du dièdre se détermine à partir de l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\text{tg}(N_i) \widehat{(W_h)}}{\text{tg}(N_i) \widehat{(R_i)}}$$

puisque :

$$\widehat{(N_i) \widehat{(R_i)}} = 25^\circ \text{ et } \widehat{(N_i) \widehat{(W_h)}} = 27^\circ$$

on obtient :

$$F_s = \frac{\text{tg } 25^\circ}{\text{tg } 27^\circ} = \frac{0,466}{0,509}$$

d'où :

$$F_s = 0,92$$

A partir de ce qui précède, on voit que l'eau joue un rôle prépondérant dans le problème de la stabilité du dièdre rocheux sur lequel est fondé le compartiment oriental du monastère. En effet, les déplacements observés entre les épontes des fractures des murs des bâtiments, sont associés avec la période d'hiver, lorsque les gneiss à deux micas sont saturés d'eau et lorsque les pressions hydrostatiques développées dépassent une certaine limite.

4.3. Forces nécessaires pour le maintien en équilibre

Dans les conditions d'équilibre énoncées précédemment, le dièdre rocheux peut être en équilibre au

moment où la position de la résultante des forces agissant (W_h) intersecte la limite de la surface de stabilité (R_1, R_2, R_2', R_1') du diagramme stéréographique. Le coefficient de sécurité du dièdre sera alors égal à l'unité $F_s = 1$.

D'une manière concrète, avec l'aide d'une force extérieure minimale (F_{min}) agissant sur le dièdre, il est possible de déplacer la position de la résultante des forces du dièdre sur la limite de la surface de stabilité du diagramme stéréographique à une position exacte car la distance entre le point (W_h) et le grand cercle passant par les points (R_1) et (R_2) doit être minimale.

La grandeur et l'orientation de cette force minimum agissant sur un plan passant par les points (W_h) et (O) , se déterminent à partir du polygone des forces de la figure 7 et avec l'aide du diagramme stéréographique de la figure 9.

On a :

$$F_{min} = W_h \cdot \sin \widehat{(W_t) \widehat{(O)}}$$

puisque :

$$\widehat{(W_t) \widehat{(O)}} = 4^\circ$$

on obtient :

$$F_{min} = W_h \cdot \sin 4^\circ = 252\,500 \times 0,069$$

d'où :

$$F_{min} = 17\,610 \text{ kN}$$

dont l'orientation est : N 115°-NW 2°

Etant donné que le gradient de séismicité de la péninsule du mont Athos est très élevé, il y a un risque de glissement du dièdre rocheux, malgré la présence de la force extérieure F_{min} , parce que les forces développées au cours d'une puissante secousse sismique peuvent déplacer la position de la résultante des forces agissant sur le dièdre, en dehors de la surface de stabilité du diagramme stéréographique.

Pour un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 ($F_s = 1,5$), qui peut donner au dièdre rocheux une stabilité assez élevée, même dans le cas d'une secousse sismique assez puissante, la nouvelle position (Q) de la résultante des forces agissantes sur le dièdre par rapport à la limite de la surface de stabilité du diagramme stéréographique peut être déterminée à partir de l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\text{tg}(N_i) \widehat{(R_i)}}{\text{tg}(N_i) \widehat{(Q)}}$$

puisque :

$$\text{tg}(N_i) \widehat{(R_i)} = 0,466 \text{ et } F_s = 1,5$$

on obtient :

$$\text{tg}(N_i) \widehat{(Q)} = \frac{0,466}{1,500} = 0,31$$

d'où :

$$\widehat{(N_i) \widehat{(Q)}} = 17^\circ$$

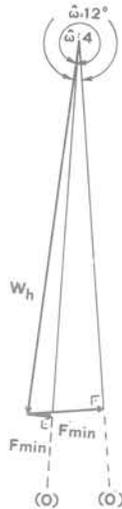


Fig. 10. — Polygone des forces pour le calcul de F_{min} .

La grandeur et l'orientation de la force nécessaire minimale (F_{min}) qu'il est nécessaire d'appliquer sur le dièdre pour obtenir un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 ($F_s = 1,5$), peuvent être déterminées, comme précédemment, à partir du polygone des forces de la figure 9. Cette force agit en effet, sur le plan passant par les points (W_h) et (O), et avec l'aide du diagramme stéréographique on a :

$$F'_{min} = W_h \cdot \sin \widehat{(W_h)(O)}$$

puisque :

$$\widehat{(W_h)(O)} = 4^\circ \text{ et } \widehat{(OO')} = 8^\circ$$

on obtient :

$$F_{min} = W_h \cdot \sin 12^\circ = 252\,500 \times 0,207$$

d'où :

$$F'_{min} = 52\,270 \text{ kN}$$

donc son orientation est : N 115°-E 6,5°

Cette force extérieure minimale de quelque 52 000 kN devrait être appliquée sur le dièdre rocheux sous forme de barres d'acier scellées sur toute leur longueur par un mortier ou par des résines synthétiques d'orientation N 115°-SE 6°. Pour garantir sa stabilité, il faudra qu'elle soit répartie sur une grande surface de la masse gneissique glissante.

5. CONCLUSION

Le déplacement du compartiment oriental du monastère de Stavronikita qui s'accompagne par un grand nombre des fractures sur les murs des bâtiments, est dû au glissement d'un dièdre tronqué des « gneiss à deux micas » sous-jacents.

Pendant la période de sécheresse où les pressions hydrostatiques sont négligeables, on peut estimer que le dièdre rocheux est en équilibre ($F_s = 1,05$).

Par contre, pendant la période hivernale, où interviennent les pressions hydrostatiques, le coefficient de sécurité est inférieur à l'unité ($F_s < 1$) et le glissement risque de se produire sur l'arête d'intersection — N 126°-SE 26° — de deux interfaces (P_1) et (P_2) du dièdre. Dans ce cas, la force nécessaire minimale (F_{min}) qu'il faudrait appliquer sur le dièdre rocheux pour obtenir un coefficient de sécurité égal à l'unité ($F_s = 1$) est de l'ordre de 17 600 kN, avec une orientation N 115°-NW 2°.

Enfin, pour un coefficient de sécurité de l'ordre de 1,5 ($F_s = 1,5$) qui mettrait en sûreté la stabilité du dièdre rocheux, même dans le cas d'une secousse séismique assez puissante, la grandeur de la force nécessaire minimale (F'_{min}) qu'il faudrait appliquer sur le dièdre est de l'ordre de 52 300 kN, avec une orientation N 115°-SE 6°.

BIBLIOGRAPHIE

- BARTON, N.R. — *Estimating the shear strength of Rock Joits*. — Proceedings of the 3rd. Congr. Int. Soc. Rock Mech. Vol. 2, 1974.
- DEMIRIS, C.A. — *Géologie du génie civil*. — Thessaloniki, 1979.
- HOEK, E.; BRAY, J.W. — *Rock slope engineering*. — Revised second edition, Institution of Mining and Metallurgy, London, 1977.
- HORN, H.M.; DEERE, D.U. — *Frictional characteristics of minerals geotechnique*. — Vol. 12, n° 4, 1962.
- KENNEY, T.C. — *The influence of mineral composition of the residual strength of natural soils*. — Proceedings Geotechnical Conference, Oslo, vol. 1, 1967.
- KOCKEL, F.; MOLLAT, H.; WALTHER, H. — *Geologie des Serbo-Mazedonischen Massivs und seines mesozoischen Rahmens (Nord-griechenland)*. — Geol. Jb, 89, 1971.
- MATTAUER, M. — *Les déformations des matériaux de l'écorce terrestre*. — Herman Ed. Paris, 1973.
- MERCIER, J. — *Principal results of a geotectonic study of the Aegean Arc and its localisation within the Eastern Mediterranean*. — VI Col. Geol. Aeg. Reg. Vol. III, 1977, pp. 1281-1291.
- PANET, M.; ROTHEVAL, J.-P. — *Stabilité des talus rocheux*. — Bull. Liaison Labo. P. et Ch., n° spécial décembre 1976.
- RAMSAY, J.G. — *Folding and Fracturing of rocks*. — Mc Graw Hill, Ed. London, 1967.
- VIALON, R.; RUHLAND, M.; GROLIER, J. — *Eléments de tectonique analytique*. — Masson Ed., Paris, 1976.

les fondations du barrage de Ridracoli (Italie)

P.P. ROSSI

Ingénieur responsable de la division géomécanique Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (I.S.M.E.S.)

1. INTRODUCTION

Le barrage de Ridracoli constitue l'ouvrage principal du vaste projet du réseau de distribution d'eau potable à un ensemble de 25 communes en Romagne, Italie (fig. 1).

Le commettant de l'ouvrage est le consortium des eaux des provinces de Forli et de Ravenne qui a confié le projet à la Société Alpina, de Milan.

Le barrage est situé dans les Apennins centraux entre les régions de Toscane et de Romagne, à 50 km de la ville de Forli, et barre la vallée du fleuve Bidente à 460 m d'altitude, constituant un réservoir d'environ 30 millions de m³ (fig. 2).

Le barrage du genre poids-voûte (1) s'appuie sur un «pulsino» de fondation et présente une hauteur maximum de 103 m, le développement du couronnement étant de 432 m avec un volume total de béton de 59 000 m³.

La figure 3 montre le barrage pendant la construction.

(1) Si un tel barrage à double courbure est appelé poids-voûte en Italie, on préférerait l'appeler en France voûte épaisse.

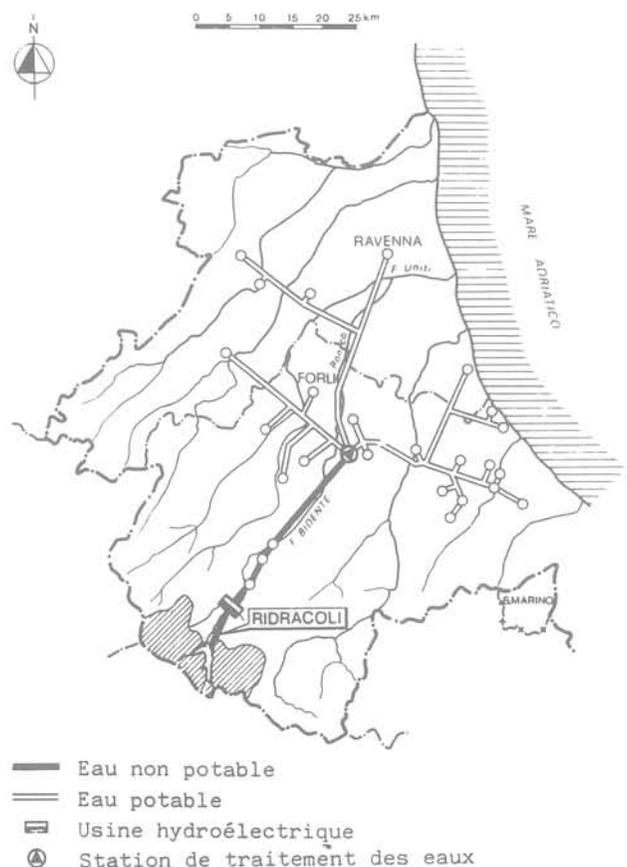


Fig. 1. — Schéma général de l'installation.

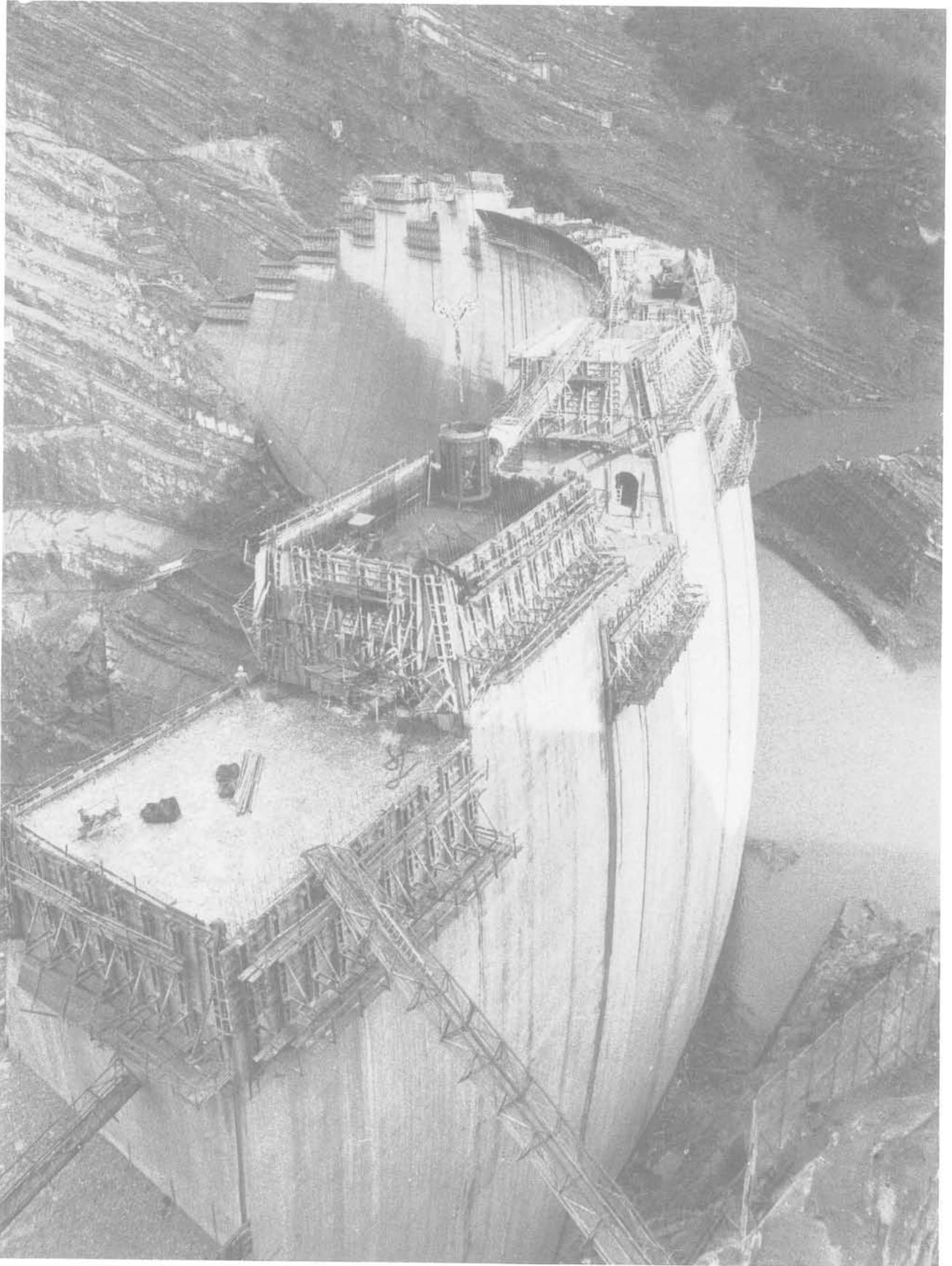


Fig. 3. — Vue du barrage en construction.



Fig. 2. — Plan de la vallée et du barrage: en pointillé galeries de reconnaissance, galeries de dérivation, et tunnel de la route d'accès au sommet de la rive gauche.

2. CARACTÉRISTIQUES GÉOLOGIQUES ET STRUCTURALES DE LA FORMATION ROCHEUSE DE FONDATION

Dans la surface du réservoir et dans la section d'appui du barrage affleure presque partout une formation de marnes et de grès du Miocène.

Cette formation, ayant une épaisseur de plus de 5 000 m, est constituée par une alternance rythmique de grès (44 %), de siltites et de marnes (56 %).

Chaque séquence marne-grès a des épaisseurs variables allant de quelques décimètres jusqu'à plus de 7 m et présentant une grande continuité selon le plan de stratification. Les couches sont parfois des intercalations de quelques centimètres de marne laminée et feuilletée et de voiles de calcite secondaire fortement striée dans le sens du plongement des couches.

Dans la zone du barrage, la succession présente un plongement vers le sud-ouest avec une allure monoclinale régulière.

La figure 4 montre une coupe géologique relevée le long de la vallée du fleuve Bidente. On peut y observer que dans la zone d'appui du barrage la formation marne-grès présente une stratification très régulière. En amont et en aval du barrage sont clairement visibles deux chevauchements ayant dérangé profondément la formation et ayant donné lieu à de nombreuses failles.

Le schéma structural du massif rocheux d'appui du barrage a été déterminé par un levé stratigraphique de

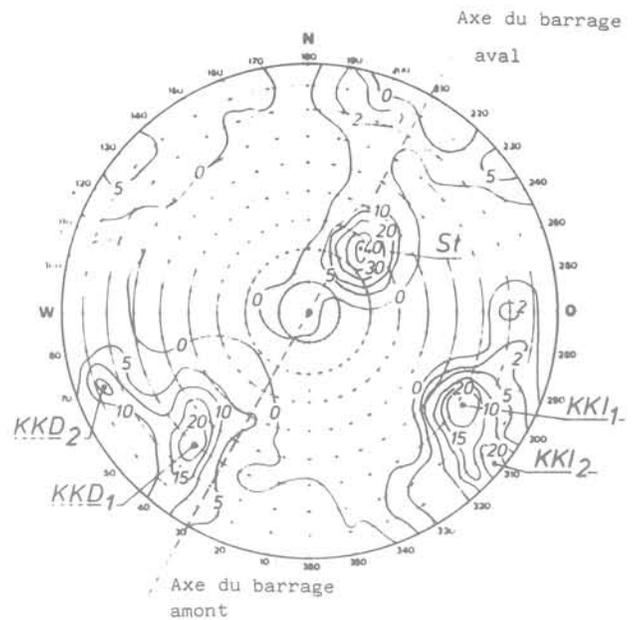


Fig. 5. — Schéma des caractéristiques structurales du massif rocheux d'appui du barrage (diagramme de Schmidt).

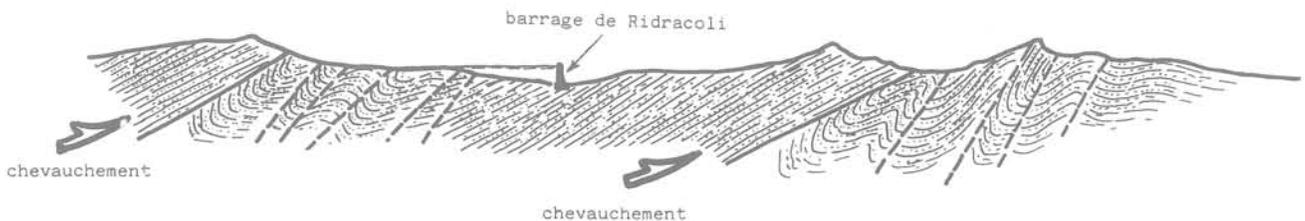


Fig. 4. — Coupe géologique le long de l'axe de la vallée.

surface détaillé concernant 660 couches et aussi par 20 sondages poussés jusqu'à une profondeur d'environ 80 m. Les principales caractéristiques structurales du massif rocheux illustrées dans le diagramme polaire de la figure 5 sont les suivantes :

— un système de joints de stratification S_t avec plongement vers l'amont selon l'axe du barrage de 218° , avec un pendage de 27° ;

— quatre systèmes de fractures subverticales, concernant surtout le grès, dont deux (KKI) ayant presque la même direction que l'axe de la vallée et les deux autres (KKD) à peu près perpendiculaires aux précédentes. Ces fractures présentent des ouvertures de 1 à 3 mm remplies de calcite et parfois de matière terreuse mais seulement dans les zones les plus décomprimées et superficielles.

Les principaux systèmes de discontinuité présents dans le massif rocheux sont indiqués dans le schéma structural simplifié de la figure 6.

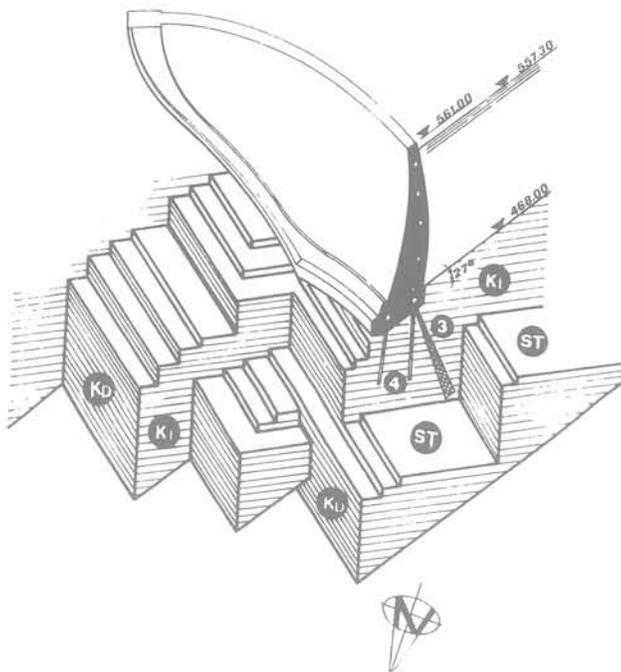


Fig. 6. — Représentation schématique des principaux systèmes de joints.

L'étude des surfaces de stratification a été effectuée avec une attention particulière, avec un levé photogrammétrique détaillé réalisé dans la zone d'appui du barrage, après avoir mis à nu le substrat rocheux.

On a observé la présence de 3 joints de stratification caractérisés par des intercalations de marne laminée. Le long de ces joints, la résistance au glissement s'abaisse jusqu'à des valeurs très petites.

Dans la coupe de la figure 7 est illustrée la série stratigraphique concernant la fondation du barrage avec indication de la position des 3 joints de stratification caractérisés par la présence de la marne laminée, ainsi que le pourcentage de marne et de grès présent dans les différentes couches du massif rocheux.

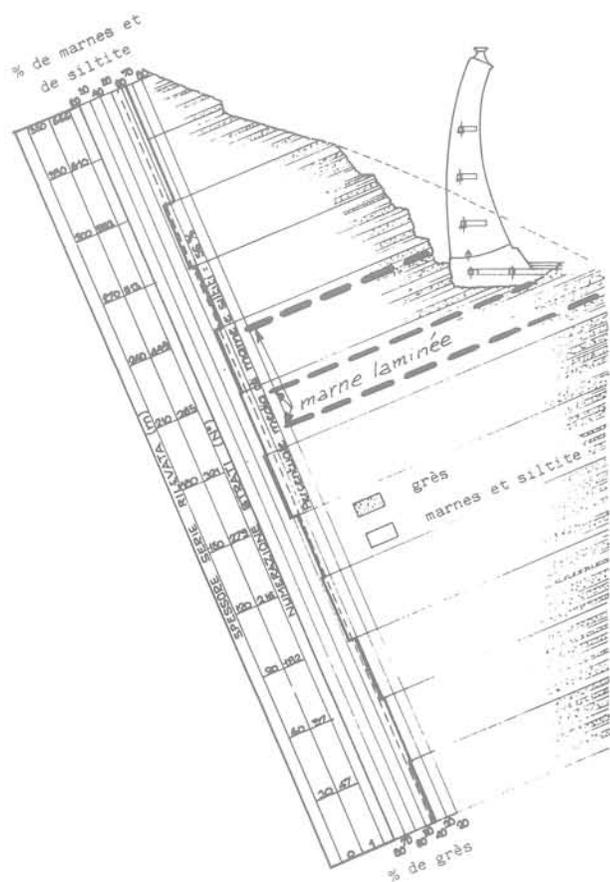


Fig. 7. — Relevé stratigraphique de la fondation du barrage.

Dans la figure 8 on voit une vaste partie de la roche d'appui du barrage rive droite.

3. CARACTÉRISATION MÉCANIQUE DE LA FORMATION ROCHEUSE DE FONDATION

Une vaste série d'essais « in situ » et au laboratoire a été effectuée par I.S.M.E.S. pour déterminer les caractéristiques mécaniques du massif rocheux et des différents types de roche composants.



Fig. 8. — Vue générale de la rive droite avec l'indication de la zone d'appui du barrage.

3.1. Essais de laboratoire

Des essais de laboratoire effectués sur des échantillons cylindriques ayant un diamètre $\Phi = 80$ mm et une hauteur $h = 160$ mm, prélevés avec un triple carottier, ont donné, pour les deux types de roche, les valeurs moyennes suivantes (tableau I).

TABLEAU I

	Grès	Marne et siltite
Poids volumique (g/cm^3).....	2,70	2,65
Résistance à la compression monoaxiale (MPa).....	de 75 à 145	de 45 à 74
Module d'élasticité (MPa).....	de 18 000 à 26 000	de 8 000 à 18 000

Sur le lithotype marneux ont été effectués de nombreux essais de compression monoaxiale et triaxiale pour l'étude des caractéristiques mécaniques de déformabilité et de résistance en fonction de l'orientation entre le plan de sédimentation et la direction des contraintes. Les échantillons ont été prélevés avec trois angles d'inclinaison (α) différents par rapport à la surface de stratification :

$$\alpha = 0^\circ, 30^\circ, 45^\circ$$

Les résultats des essais, effectués avec les valeurs suivantes de la pression de confinement

$$0 - 2,5 - 5,0 - 10 - 15 \text{ (MPa)}$$

sont résumés dans le diagramme de la figure 9 dans

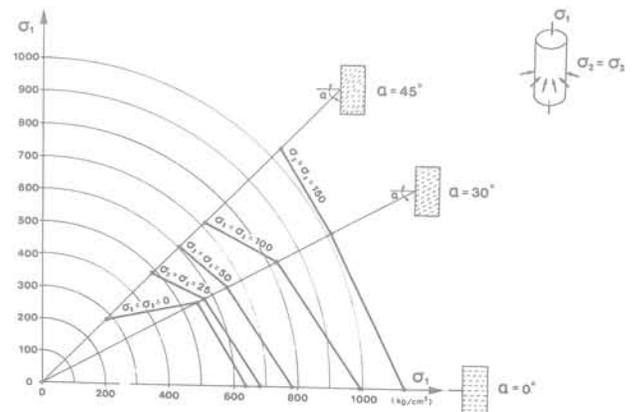


Fig. 9. — Essais triaxiaux de laboratoire sur échantillons de marne. Etats de contrainte de rupture en fonction de l'angle entre l'axe de l'échantillon et le plan de stratification (les échelles et les pressions de confinement sont en kg/cm^2 , le texte en MPa; $1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$).

laquelle sont indiquées les valeurs moyennes de la résistance à la compression en fonction du confinement latéral ($\sigma_2 = \sigma_3$) et de l'angle α entre la direction de la contrainte axiale σ_1 et le plan de stratification.

On observe une sensible diminution de la résistance lorsqu'on passe des essais avec $\alpha = 0^\circ$ à ceux avec $\alpha = 45^\circ$. Cette diminution de résistance apparaît de moins en moins accentuée à mesure que la pression de confinement augmente.

3.2. Essais « in situ »

En tenant compte des caractéristiques structurales particulières de la formation rocheuse de fondation du barrage, les essais effectués sur place se sont montrés beaucoup plus intéressants et plus significatifs que les essais en laboratoire, car ils ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques d'échantillons de grand volume certainement très représentatifs du massif rocheux.

A l'intérieur des galeries de reconnaissance creusées dans la zone d'appui du barrage, les caractéristiques mécaniques du massif rocheux ont été déterminées au moyen des essais suivants :

- Essais de déformabilité (charge sur plaque, chambre hydraulique, vérin plat).
- Essais de charge à longue durée avec vérin plat pour la détermination des caractéristiques de fluage.
- Essais de cisaillement le long des joints de stratification.

3.2.1. Essais de déformabilité

• Essais de charge sur plaque

De nombreux essais de charge sur plaque ont été effectués dans quelques sections des galeries de reconnaissance.

Ces essais ont été faits, soit dans la direction perpendiculaire soit dans la direction parallèle à la stratification,

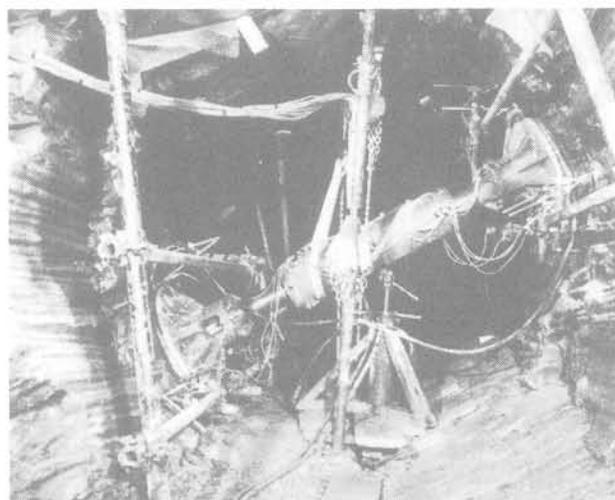


Fig. 10. — Essai de charge sur plaque en direction parallèle au plan de stratification.

en utilisant des vérins plats circulaires ayant un diamètre $\Phi = 60$ cm et une pression uniformément distribuée jusqu'à une valeur maximum de 6 MPa (fig. 10).

L'emploi de vérins plats appliqués directement à la surface rocheuse, qui doit être aplanie auparavant, permet d'obtenir une distribution uniforme des contraintes, ce qui donne ainsi, avec une bonne approximation, le schéma théorique d'une plaque parfaitement flexible.

Les déterminations des déformations dérivant de l'application de la charge ont été effectuées avec des extensomètres multibase spéciaux, à l'intérieur de trous de sondage ayant un diamètre $\Phi = 75$ mm perforés au centre de la surface de charge.

Dans la figure 11 sont représentés les diagrammes des déformations obtenues pour une section-type de la galerie de reconnaissance dans laquelle ont été effectués deux essais de charge (un en direction perpendiculaire et l'autre en direction parallèle à la stratification). Ces déformations ont été représentées dans le diagramme en fonction de leur profondeur et de trois valeurs différentes de la contrainte appliquée (2, 4, 6 MPa).

Les valeurs moyennes des modules de déformabilité pour chacune des trois valeurs de la charge à plusieurs profondeurs de la surface sont indiquées dans les tableaux ci-après (tableaux II et III).

La technique de mesure adoptée permet d'évaluer le module de déformabilité du massif rocheux non

TABLEAU II

Modules de déformabilité E_d (MPa/10 ²) dans la direction perpendiculaire à la stratification			
profondeur (cm)	0	25	50
$\Delta\sigma$ (MPa)			
2	98	138	152
4	77	117	139
6	78	118	139

TABLEAU III

Modules de déformabilité E_d (MPa/10 ²) dans la direction parallèle à la stratification			
profondeur (cm)	0	25	50
$\Delta\sigma$ (MPa)			
2	190	275	250
4	155	210	200
6	145	200	213

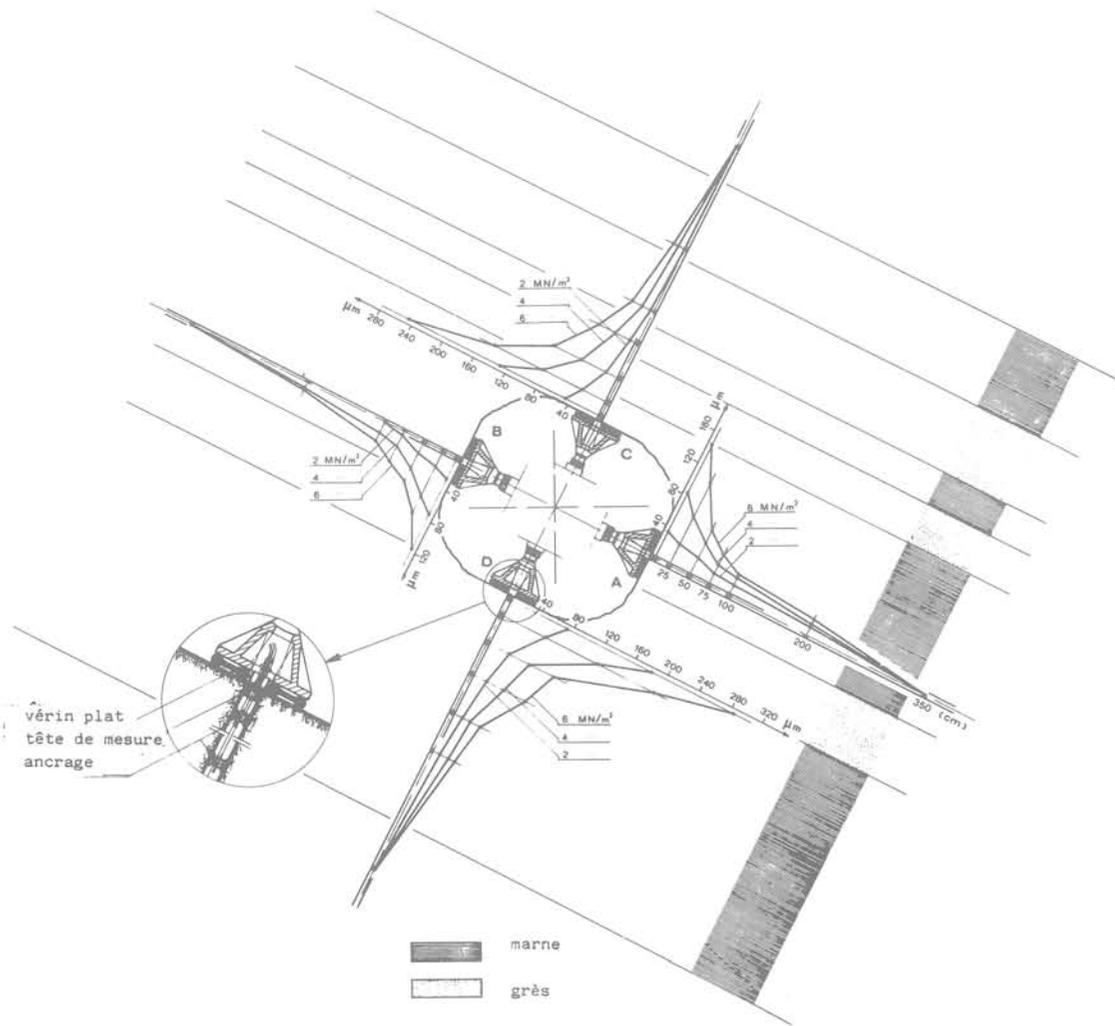


Fig. 11. — Essais de charge sur plaque en direction perpendiculaire et parallèle à la stratification. Diagrammes des déformations en fonction de la profondeur de la surface de charge.

dérangé au-dessous de la couche de roche superficielle altérée qui se trouve autour de la galerie de reconnaissance.

L'épaisseur de cette couche altérée était de 50 cm environ dans la direction perpendiculaire aux couches, comme on a pu le démontrer au moyen d'essais de vitesse sonique et de carottage sonique effectués à l'intérieur des trous perforés au centre des surfaces de charge.

Les mesures de vitesse sonique (V) effectuées à l'intérieur des trous ont été comparées avec les valeurs des modules de déformabilité E_d fournies par les essais de charge sur plaque. Dans la figure 12 est indiquée la corrélation entre E_d et V^2 trouvée dans une section d'essai de la rive droite.

● Essais avec chambre hydraulique

La présence de couches de grande épaisseur (jusqu'à 2 m) a conduit à recourir à des techniques d'essais

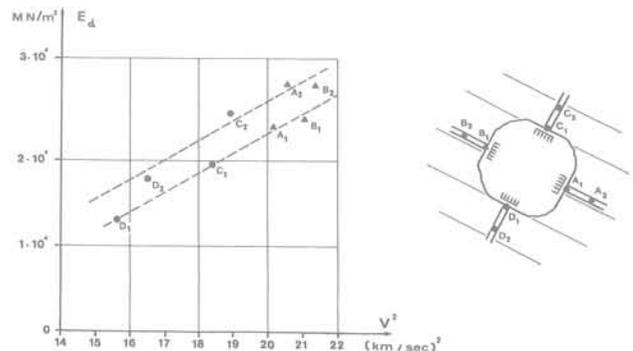


Fig. 12. — Essais de charge sur plaque. Corrélation entre le module de déformabilité (E_d) et la vitesse de propagation des ondes élastiques longitudinales (V) à deux profondeurs différentes de la surface de charge (7 cm et 50 cm).

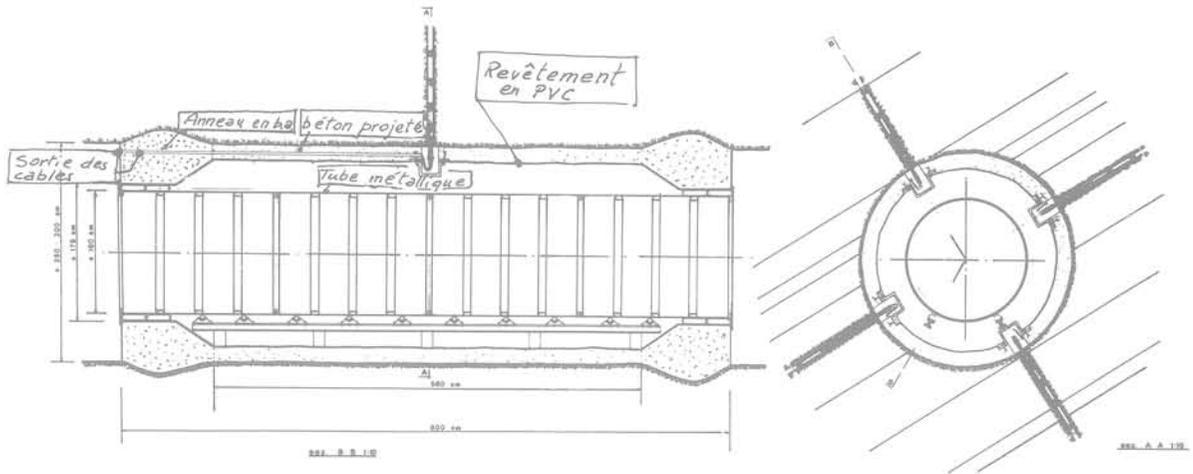


Fig. 13. — Schéma de l'essai avec chambre hydraulique.

capables de déterminer le comportement en déformation du massif rocheux sur volumes de dimension considérable.

Dans ce but, on a utilisé la technique d'essai avec chambre hydraulique, en appliquant sur la paroi de la galerie de reconnaissance, ayant un diamètre $D = 3$ m, une pression hydrostatique uniforme jusqu'à une valeur maximum de 4 MPa sur une longueur de 8 m. L'essai a été effectué aussi bien pour la rive droite que pour la rive gauche d'après le schéma représenté dans la figure 13. Cette technique, mise au point par

I.S.M.E.S., a été récemment perfectionnée au moyen d'améliorations essentielles du système d'application de la charge et de mesure.

Les déformations résultant de l'application de la charge ont été mesurées dans la section centrale de la chambre au moyen d'extensomètres multibases installés à l'intérieur de trous radiaux perforés dans les directions perpendiculaire et parallèle aux surfaces de stratification.

Dans la figure 14 on peut voir l'intérieur de la chambre pendant l'installation des extensomètres.



Fig. 14. — Vue de l'intérieur de la chambre pendant le montage des extensomètres radiaux.

Les déformations observées au cours de l'essai dans la rive gauche sont représentées dans les diagrammes de la figure 15, en fonction de la profondeur, pour plusieurs valeurs de la pression appliquée à la surface de la galerie.

Dans les diagrammes de la figure 16 sont représentées les valeurs du rapport f_1/f_2 entre les déformations observées dans la direction perpendiculaire et dans la direction parallèle aux stratifications, en fonction de la profondeur. On peut remarquer qu'en-dessous d'une couche corticale d'environ 50 cm d'épaisseur, où l'on observe un fort relâchement des couches rocheuses, le rapport f_1/f_2 présente des valeurs très basses, comprises entre 1,1 et 1,2. Ces valeurs sont très inférieures à celles observées au cours des essais de charge sur plaque, où le rapport entre les déformations dans les directions perpendiculaire et parallèle à la stratification est, en moyenne, compris entre 1,3 et 1,5.

3.2.2. Essais au vérin plat pour la détermination des caractéristiques rhéologiques des marnes

De nombreux essais au vérin plat ont été effectués sur des couches de marne de grande épaisseur (> 1 m) soit dans la rive gauche soit dans la rive droite.

Par ces essais on a voulu déterminer « in situ », en premier lieu, les caractéristiques de la déformabilité du

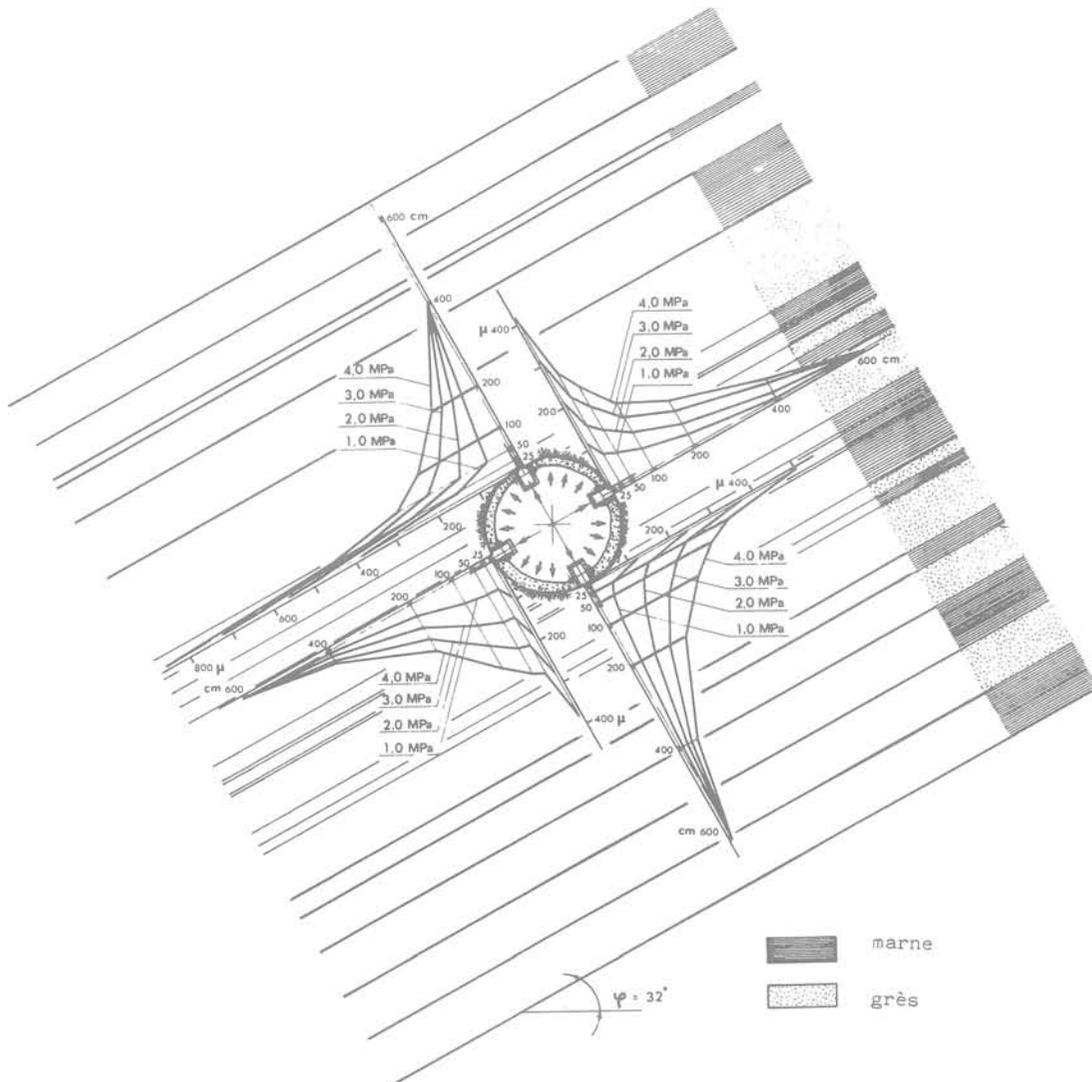


Fig. 15. Essai avec chambre hydraulique dans la rive gauche. Diagrammes des déformations en fonction de la profondeur.

lithotype marneux dans la direction perpendiculaire aux surfaces de stratification et l'état de contrainte naturel présent aux points d'essai.

Par la suite les essais avec vérin plat ont été utilisés avec succès pour la détermination des caractéristiques rhéologiques du lithotype marneux, au moyen d'essais de charge à longue durée (50 jours environ).

Dans chaque vérin plat a été appliquée une pression de 10 MPa laquelle a été maintenue constante pendant toute la durée des essais au moyen d'accumulateurs hydropneumatiques. Les mesures de déformation ont été relevées au moyen de transducteurs de déplacement, connectés à des enregistreurs automatiques.

A titre d'exemple, dans la figure 17 sont illustrés les diagrammes des déformations obtenues en fonction du temps sur trois bases de mesure à cheval sur le vérin. Au temps $t = 0$ les valeurs indiquées sont celles des déformations instantanées observées au moment de l'application de la charge.

Les déformations de plus grande ampleur se trouvent, naturellement, dans la base de mesure la plus proche du vérin plat (base 3-4). Les deux autres bases montrent des déformations de plus en plus décroissantes, étant donné que les contraintes diminuent à mesure que l'on s'éloigne du vérin plat.

Ces essais, compte tenu du dérangement restreint causé à l'échantillon et des grandes dimensions de celui-ci, ont donné des résultats beaucoup plus significatifs que les essais de compression de longue durée qui ont été effectués au laboratoire sur des échantillons de marne prélevés « in situ » par carottage.

3.2.3. Essais de cisaillement

Une attention particulière a été consacrée à la détermination des caractéristiques de résistance le long des surfaces de stratification.

De nombreux essais de cisaillement ont été effectués en galerie pour déterminer les paramètres de résistance le long des joints de stratification.

CHAMBRE HYDRAULIQUE
RIVE GAUCHE

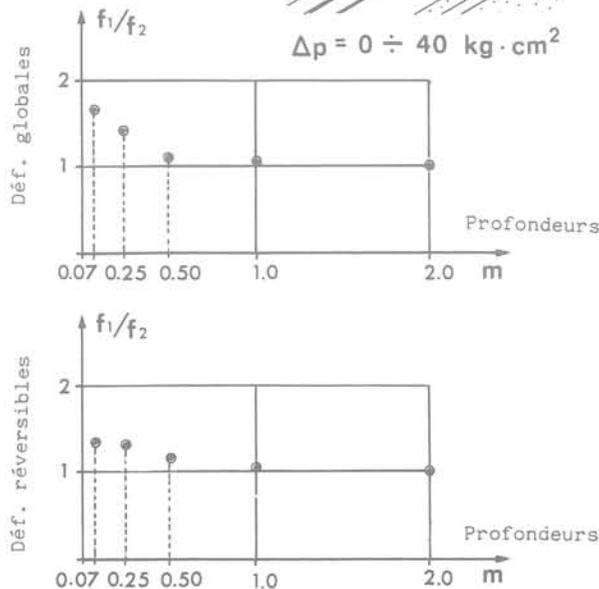
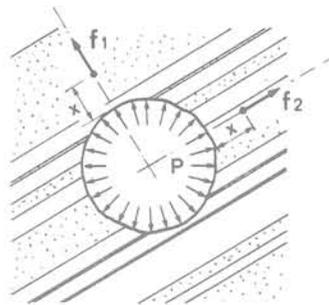


Fig. 16. — Valeurs du rapport f_1/f_2 entre les déformations en direction perpendiculaire et parallèle à la stratification en fonction de la profondeur.

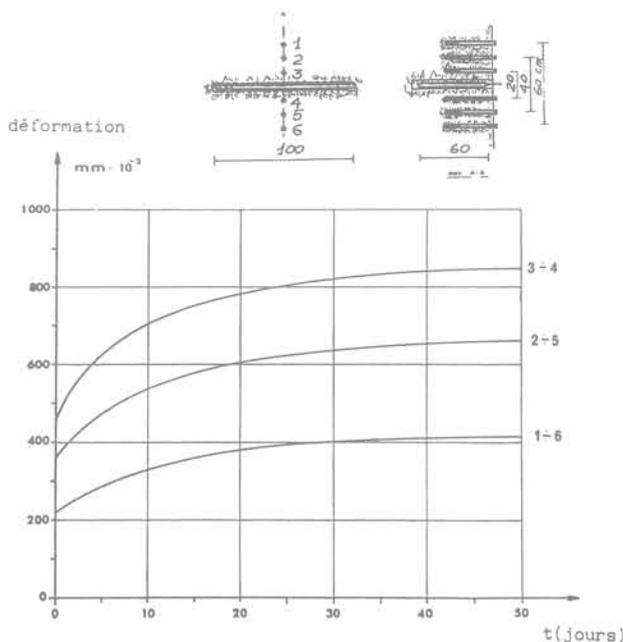


Fig. 17. — Essai de longue durée au vérin plat. Diagrammes des déformations en fonction du temps.

Ces paramètres, compte tenu de la structure particulière du massif rocheux, revêtent une importance déterminante pour les contrôles de stabilité.

On a observé une variabilité remarquable, selon le genre de contact examiné, qui va d'un angle de frottement $\varphi = 13^\circ$ du contact entre le grès et la marne laminée jusqu'à $\varphi = 30^\circ$ pour les contacts grès-marne.

D'autres essais ont été réalisés, dans la rive droite, dans un affleurement d'une couche laminée, ayant pour but d'approfondir la connaissance du comportement des joints laminés qui représentent l'élément le plus faible de la formation rocheuse. Ces essais ont confirmé la valeur $\varphi = 13^\circ$ et une cohésion de l'ordre de 0,2 MPa.

Les déformations nécessaires pour faire intervenir la résistance au cisaillement maximum se sont révélées très faibles, de l'ordre de 1 à 2 mm.

Le joint présente un comportement du genre élastoplastique.

4. STABILISATION DU MASSIF ROCHEUX PENDANT LES FOUILLES

Les caractéristiques structurales particulières du massif rocheux et la faible résistance observée dans les couches laminées ont demandé la solution de problèmes de stabilité pendant la phase d'exécution des fouilles d'appui surtout sur la rive droite où le creusement entraînait l'interruption des couches, ce qui compromettrait l'équilibre du front aval des creusements.

Les dimensions principales des fouilles d'appui du barrage sont les suivantes :

- largeur variable entre 10 m au couronnement et 38 m au pied ;
- hauteur moyenne du profil du terrain naturel au fond de fouille : environ 15 m.

Après avoir examiné plusieurs possibilités de creusement et pour des motifs techniques et économiques, on arriva à la décision d'appliquer une solution articulée dans les phases suivantes :

- creusement selon les couches de la formation rocheuse en suivant les systèmes de discontinuité (plans de stratification S_i et joints KI) ;
- mise en œuvre de tirants d'ancrage placés sur la surface aval creusée selon les couches ;
- creusement final à pleine section (dans la zone d'appui) après l'installation des tirants en partant du niveau de couronnement vers le pied.

Le dimensionnement des tirants d'ancrage (intensité et direction) a été établi après une analyse de stabilité des volumes rocheux à l'aval de la fouille.

L'analyse effectuée est du type tridimensionnel dans l'hypothèse de glissements éventuels le long de la ligne d'intersection des deux systèmes S_i et KKI .

Dans la figure 18 la méthode d'analyse tridimensionnelle est représentée graphiquement sur le diagramme polaire de Schmidt. Dans ce diagramme, on indique la courbe limite d'équilibre qui délimite la zone de stabilité à l'intérieur de laquelle doit se trouver la résultante des forces extérieures appliquées au massif rocheux pour que ces derniers soient en conditions d'équilibre stable.

On peut observer que, uniquement par l'effet des forces dues à son poids (\vec{W}), le massif rocheux est instable, étant donné que le point W se trouve en dehors du domaine de stabilité.

On a donc déterminé la résultante et la direction de la force (\vec{A}) à appliquer au moyen des tirants, de façon à ce que la résultante de toutes les forces $\vec{R} = \vec{W} + \vec{A}$

se trouve à l'intérieur du domaine de stabilité où le coefficient de sécurité F est plus grand que 1.

Pour le problème en question on a adopté une valeur du coefficient de sécurité $F = 1,2$.

Dans la rive droite, pour la stabilisation d'un massif rocheux d'environ $111\ 000\ m^3$, on a employé les tirants suivants:

- 573 tirants de 180 t et 37 m de longueur;
- 40 tirants de 150 t et 29 m de longueur;
- 14 tirants de 60 t et 29 m de longueur.

La figure 19 montre la planimétrie des creusements d'appui dans la rive droite avec l'emplacement des tirants.

Pour le contrôle des déformations au cours des creusements, des extensomètres multibase, ayant une longueur de 35 m, ont été installés.

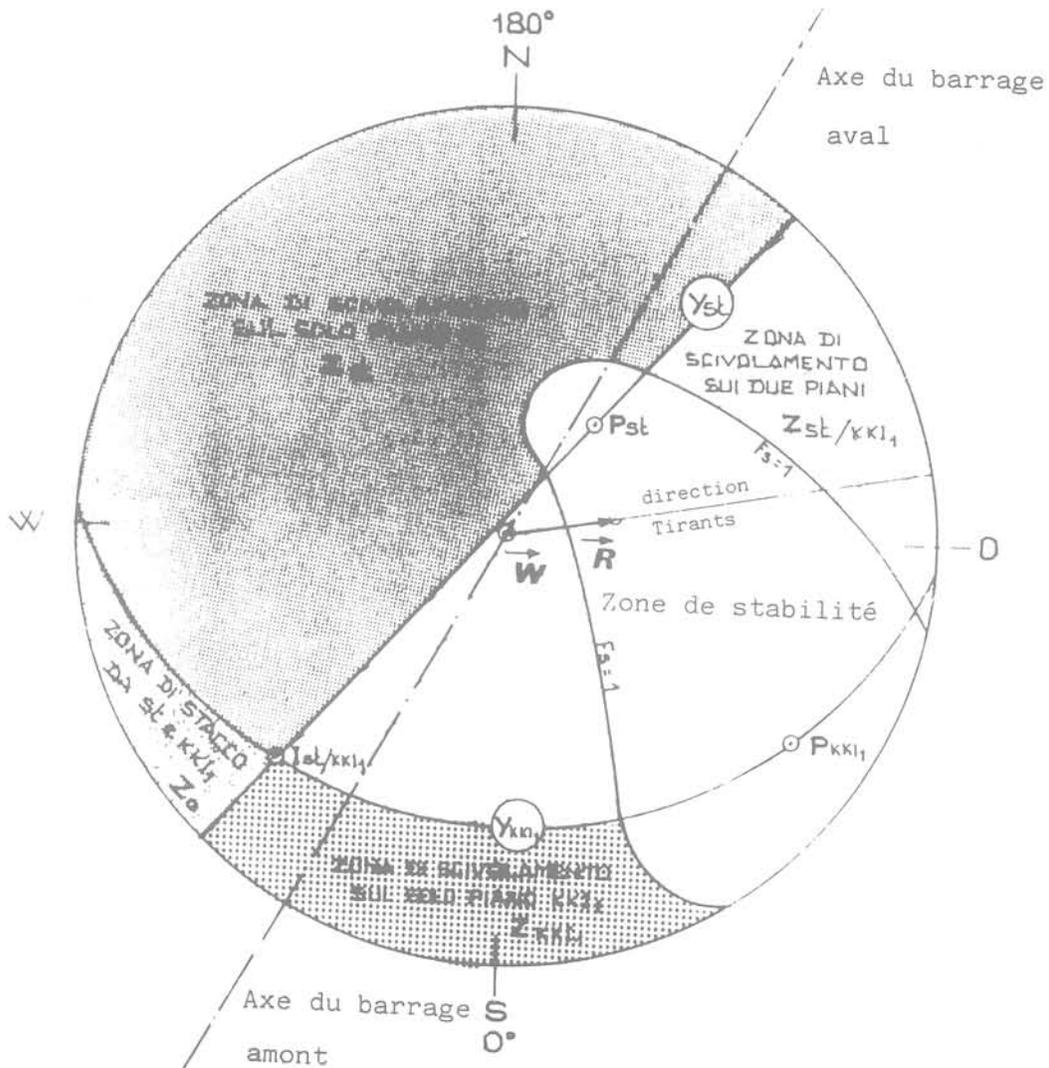


Fig. 18. — Représentation graphique de la méthode tridimensionnelle d'analyse de stabilité pour le dimensionnement du système de tirants: les lignes Y_{st} et Y_{KKI} séparent les domaines de stabilité sur un seul des deux plans St et KKI ou sur les deux plans à la fois.

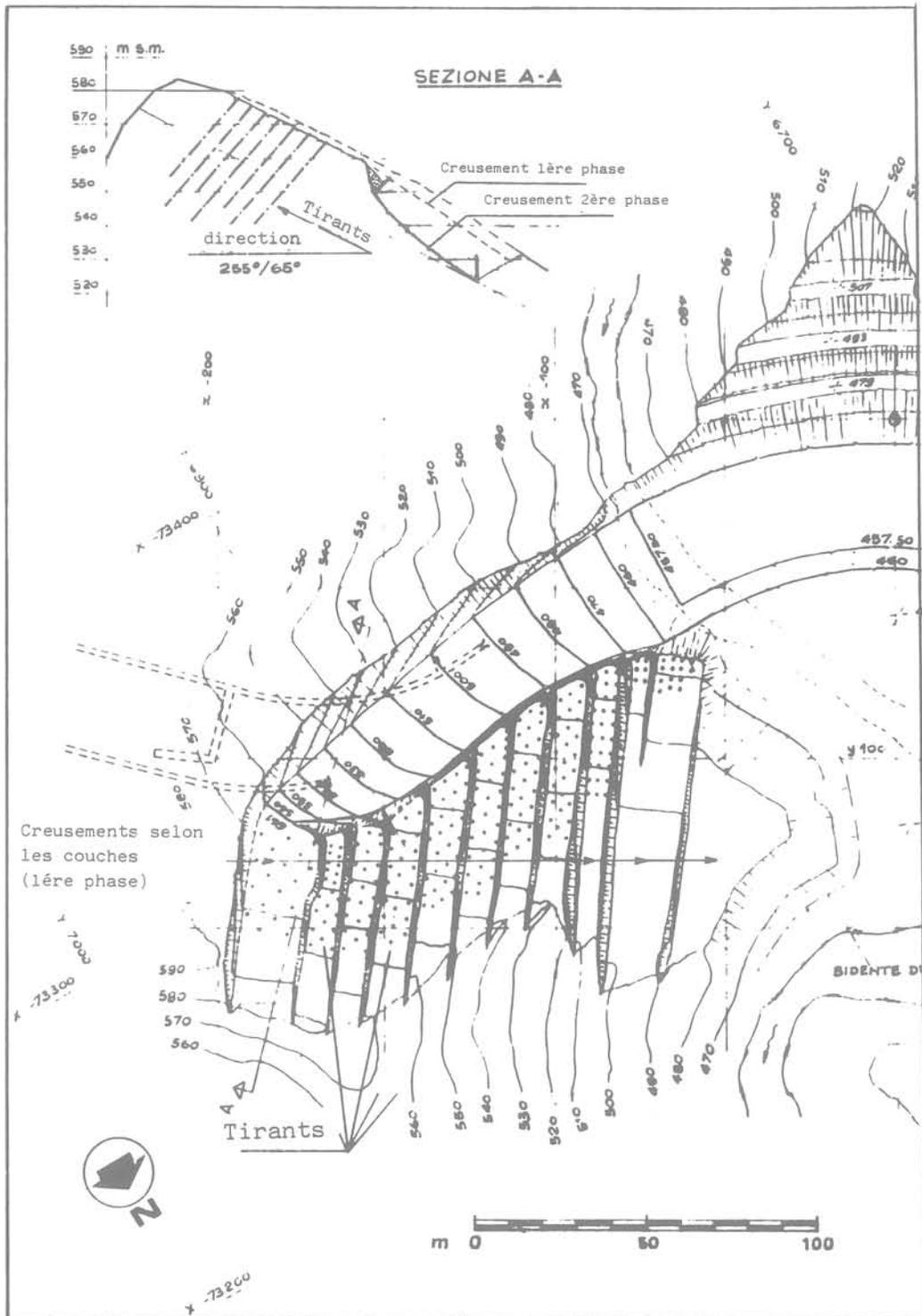


Fig. 19. — Plan de la fouille rive droite et position des tirants.

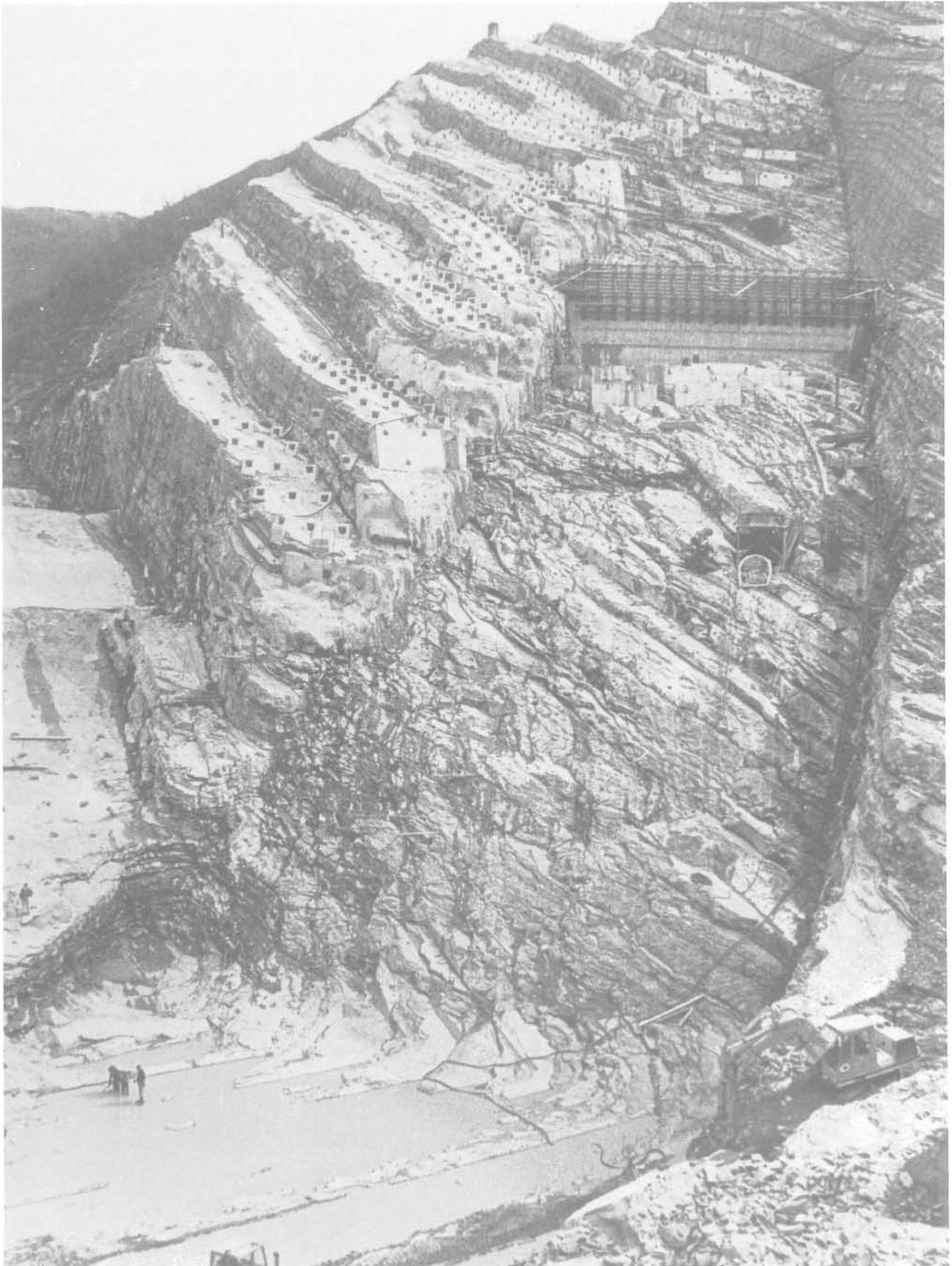


Fig. 20. — Vue générale de l'excavation de fondation dans la rive droite. Le système de tirants mis en œuvre pour la stabilisation de masses rocheuses à l'aval de l'excavation y est visible.

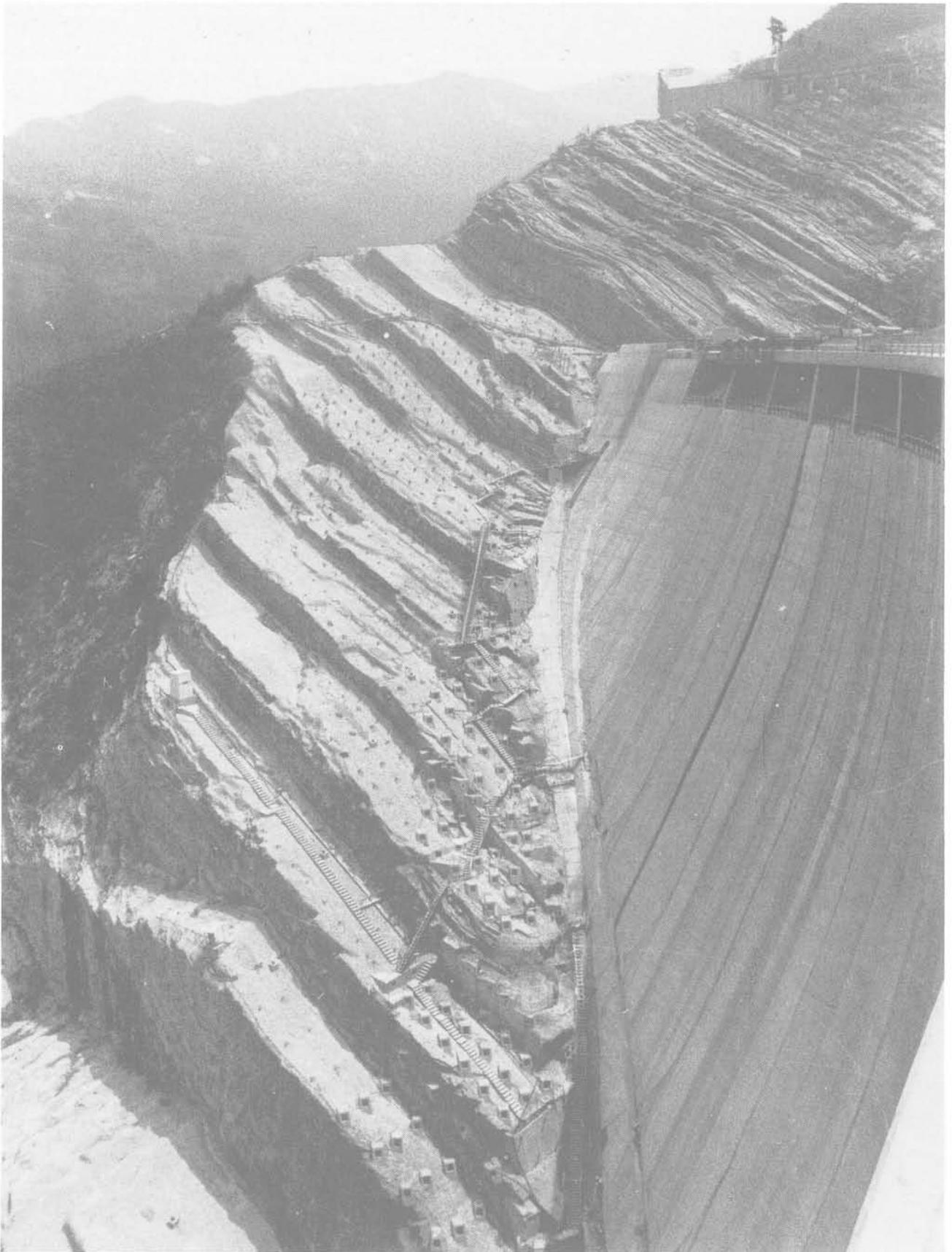


Fig. 21. — Vue générale de la rive droite à la fin de la construction du barrage. On voit nettement la séparation entre le barrage voûte et son coussin de fondation, le « pulvino ».

Le système de tirants en rive droite à la fin de la construction du barrage est visible dans la figure 21.

La rive gauche a présenté moins de problèmes de stabilité à cause d'une inclinaison des couches plus favorable. Dans cette zone, un nombre réduit de tirants a été utilisé pour la stabilisation de quelques amas rocheux superficiels à volume très modeste.

5. AUSCULTATION DU COMPORTEMENT DE LA ROCHE DE FONDATION

L'ensemble des instruments installés dans le barrage comprend aussi une série d'appareils de contrôle du comportement de la roche de fondation.

A cet effet, 19 extensomètres multibases d'environ 40 m de longueur ont été installés le long de la zone d'appui du barrage.

Dans la section centrale du barrage et dans deux sections latérales voisines, les extensomètres ont été installés d'après le schéma représenté dans la figure 22 en partant des galeries creusées dans le « pulvino ».

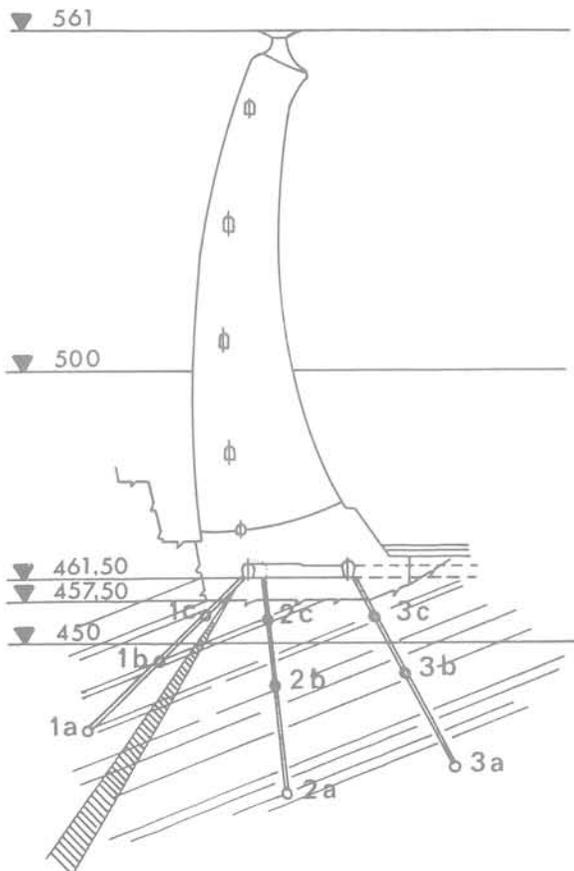


Fig. 22. — Section centrale du barrage avec la position des extensomètres multi-base pour le contrôle des déformations de la fondation.

Ces extensomètres, chacun muni de trois bases de mesure placées respectivement à des profondeurs de 8,20 et 40 mètres, ont une orientation différente par rapport aux plans de stratification.

Les extensomètres ont été installés dès le commencement des travaux de bétonnage dans le but précis d'enregistrer les déformations de la roche dues à l'application du poids propre de la structure, aux opérations d'injection et de consolidation et, en dernier lieu, à l'action de la charge hydrostatique.

Dans le but de suivre et de contrôler les déformations de la masse rocheuse soumise à l'action des charges ci-dessus mentionnées, on a préparé un modèle mathématique de la formation en utilisant les paramètres de déformabilité obtenus par les essais « in situ ».

La fondation a été considérée comme un milieu élastique orthotrope dont les directions principales sont parallèle et perpendiculaire aux plans de stratification.

La comparaison entre les résultats fournis par ce modèle et les observations du comportement en déformation de l'ouvrage pendant les phases de la construction et de l'exploitation permettront d'évaluer l'exactitude des paramètres de déformabilité du massif rocheux fournis par les essais « in situ » et qui ont été adoptés pour les calculs de projet.

Pendant la construction du barrage une comparaison entre le comportement de la structure réelle et le modèle prévisionnel n'a pas été possible à cause de l'exécution simultanée de travaux d'imperméabilisation et de consolidation de la fondation qui ont influencé sensiblement les déformations mesurées par les extensomètres.

Cette comparaison entre la structure réelle et le modèle de calcul deviendra très significative pendant les phases d'application de la charge hydrostatique.

Les premiers cycles de remplissage du bassin sont actuellement en cours. On remarque que, au cours du premier remplissage expérimental jusqu'au niveau 500 m qui vient d'être terminé, le comportement en déformation des fondations s'est montré en bonne concordance avec les données fournies par le modèle mathématique.

BIBLIOGRAPHIE

- BORSETTO, M.; GOFFI, L.; ROSSI, P.P. (1981). — *Studio di ammassi rocciosi stratificati riferito a prove di deformabilità in cunicolo*. — I.S.M.E.S. bull. n° 151.
- GOFFI, L.; ROSSI, P.P.; BORSETTO, M. (1978). — *Interpretazione di tecniche sperimentali per la misura dei parametri di deformabilità di ammassi rocciosi*. *Atti dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni del Politecnico di Torino*. — n° 112, I.S.M.E.S. bull. n° 113.

- OBERTI, G.; CARABELLI, E.; GOFFI, L.; ROSSI, P.P. (1979). — *Study of an orthotropic rock mass: experimental techniques, comparative analysis of results.* — Proceedings IV International Congress of I.S.R.M., Montreux.
- ROSSI, P.P. (1980). — *Analisi del comportamento deformativo di ammassi rocciosi stratificati mediante prove con camera idraulica.* — Atti del XIV Convegno di Geotecnica, Firenze.
- REBAUDI, A. (1980). — *Cenni informativi circa le indagini e le prove esperite per la ricerca delle proprietà fisiche e meccaniche della roccia di fondazione della diga di Ridracoli.* — Atti del XIV Convegno di Geotecnica, Firenze.
- BAVESTRELLO, F. (1983). — *Stabilizzazione temporanea degli scavi di imposta della diga di Ridracoli.* — Atti del XV Convegno di Geotecnica, Spoleto.

le rôle du géotechnicien en expertise judiciaire

G. SANGLERAT

Professeur de mécanique des sols et fondations à l'école centrale de Lyon
Expert agréé par la cour de cassation

T.R. SANGLERAT

Ingénieur I.N.S.A., Master of Science (Norwestern University)

1. INTRODUCTION

Dans la pratique, les intervenants dans l'acte de construire ou dans le cours d'une expertise s'interrogent souvent pour savoir s'il est nécessaire de recourir ou non à un spécialiste géotechnicien ou géologue pour traiter des problèmes de fondations ou de stabilité de terrain.

Dans le cas de la conception de fondations, la réponse est très simple, l'intervention du géotechnicien est obligatoire du fait de la nouvelle loi Spinetta. Tous les participants à l'acte de construire doivent être assurés; or l'ingénieur de structures qui, très souvent, dans le passé, définissait, seul ou avec le bureau de contrôle, les fondations (types, niveaux, géométrie, contraintes et tassements admissibles), n'est plus assuré pour ce genre de prestations.

Il est donc indispensable que le maître d'ouvrage, le maître d'œuvre, le bureau d'études ou l'entreprise sollicitent au moment de la conception des fondations, l'intervention d'un géotechnicien qualifié et de surcroît correctement assuré pour ses responsabilités décennale et civile. Le bureau de contrôle doit vérifier par ailleurs que l'étude géotechnique a été correctement conduite à partir de reconnaissances suffisantes pour être représentatives du site étudié.

Par contre, lorsqu'il s'agit d'une expertise concernant des désordres nouveaux survenus dans un ouvrage existant, récent ou ancien, il arrive souvent que des experts généralistes aient à prendre des décisions liées à des problèmes de mécanique des sols et fondations et là, l'intervention d'un spécialiste n'est pas, à ce jour, légalement obligatoire.

Ces généralistes peuvent-ils alors prendre seuls leurs décisions, ou au contraire doivent-ils faire appel à un spécialiste (géotechnicien ou géologue)?

Examinons pourquoi ils doivent se poser cette question et, dans quels cas ils doivent y répondre par l'affirmative et quels sont les critères qui devraient guider leur choix.

2. UTILITÉ DE L'INTERVENTION D'UN GÉOTECHNICIEN

Nous distinguerons deux cas: soit l'expertise amiable diligentée le plus souvent par des experts de compagnie d'assurances, soit l'expertise judiciaire où interviennent, outre l'expert désigné par le tribunal, les experts des parties, ou de leurs compagnies d'assu-

rances. Chacun de ces experts doit se demander s'il faut faire appel à un « sapiteur » géotechnicien ou géologue.

2.1. Cas de l'expertise amiable

L'exemple le plus courant est celui de l'expert de compagnie d'assurances qui est, le plus souvent, un généraliste traitant des sinistres d'origines extrêmement diverses. Néanmoins, il doit définir aussi bien dans l'intérêt de l'assuré que de la compagnie qu'il représente, s'il doit prendre en charge ou non les conséquences du sinistre examiné.

Souvent une décision très rapide doit être prise, d'abord pour limiter l'accroissement des désordres observés en stoppant les causes de ceux-ci, ensuite, en raison de l'érosion monétaire; une estimation du préjudice rapide pourra être plus intéressante sur le plan économique pour la compagnie d'assurances, tout en donnant pleinement satisfaction à l'assuré ou aux tiers ayant subi les préjudices.

Mais pour prendre une décision pertinente, qui ne risque pas de se voir ultérieurement contredite au cours d'une expertise judiciaire dans le cas où l'affaire serait portée devant la juridiction compétente, il importe de connaître l'origine et la cause exacte des désordres pour savoir si le sinistre relève des garanties accordées par la police d'assurance ou non.

Une décision hative à ce sujet, qui se révélerait erronée par la suite, pourrait avoir des conséquences considérables. En outre, si un accident corporel se produisait parce que des travaux conservatoires d'urgence n'ont pas été prescrits et exécutés en temps utile, la position de l'expert pourrait être très inconfortable.

2.2. Cas de l'expertise judiciaire

On se retrouve généralement devant le tribunal lorsque précisément l'expertise amiable mentionnée ci-dessus n'a pu aboutir pour différentes raisons. L'expérience montre qu'assez souvent cet échec de la tentative amiable résulte du fait que le problème technique a été mal compris, ou mal apprécié, par les experts des compagnies d'assurances des parties en cause.

Mettons-nous alors à la place de l'expert judiciaire à qui l'on soumet un certain nombre d'opinions contradictoires, justifiées par des avis techniques plus ou moins étayés ou convaincants, parmi lesquelles il doit déterminer celles correspondant à la réalité. Il peut d'ailleurs arriver que tous les avis formulés soient ou erronés ou exprimés d'une manière très partielle, voire même tendancieuse. Le problème technique doit alors être repris dans son ensemble.

Souvent, l'expert judiciaire est lui aussi un généraliste. Il a cependant pour mission de trouver les causes réelles des désordres et ce, pour différentes raisons:

- Pour déterminer s'il y a urgence ou non;
- Pour décider quelles sont les mesures à prescrire: simples réfections ou travaux confortatifs pour éviter

l'accroissement des désordres, voire même l'effondrement de l'ouvrage;

— Pour définir toutes les causes des désordres et préjudices avec précision afin de permettre aux magistrats de déterminer ultérieurement les responsabilités encourues.

En effet, si l'expert judiciaire n'a jamais à fixer les responsabilités, rôle qui incombe aux magistrats, la tâche de ces derniers sera facilitée si les causes sont bien décrites et correctement analysées. D'ailleurs, le plus souvent, sauf motif juridique particulier, les responsabilités découleront pratiquement des causes des désordres. D'où l'importance pour l'expert judiciaire de ne pas se tromper, car il pourrait alors conduire les magistrats à condamner des parties, quelquefois lourdement, pour des fautes qu'elles n'auraient pas commises en réalité.

L'expert judiciaire se trouvera quelquefois devant des cas difficiles où il devra prendre une décision rapide pour présenter un ouvrage et s'il se trompe, il pourra, soit prescrire des travaux confortatifs inutiles, qu'on lui reprochera par la suite, soit, au contraire laisser accroître les préjudices d'une manière considérable, ce qui est également critiquable.

En effet, il est indispensable, par exemple, en cas d'apparition de fissures de déterminer si celle-ci sont imputables à des malfaçons dans les structures (mauvaise exécution du ferailage ou du bétonnage, absence de joints de dilatation) ou, au contraire, à une mauvaise conception des fondations ou à des erreurs dans leur exécution résultant de l'ignorance des règles de l'art en mécanique des sols.

Ensuite, il importe de prévoir l'évolution dans le temps de ces désordres et tant que l'on n'aura pas déterminé exactement leurs causes réelles, il sera impossible, naturellement, de se prononcer sur le comportement de l'ouvrage à court, moyen ou long terme.

Il existe également un autre cas où l'expert judiciaire, comme l'expert de compagnie d'assurances, peut se trouver devant une décision délicate à prendre. Faut-il prescrire des investigations coûteuses pour mieux cerner un problème et analyser plus correctement les causes éventuelles des désordres observés?

En effet, avant de faire exécuter des reconnaissances de sol in situ ou des essais de laboratoire sur échantillons intacts toujours coûteux et longs à obtenir, il faut être sûr que les désordres peuvent être imputables au sol et que les investigations préconisées permettront de clarifier la situation. Sinon, on risquerait d'engager des dépenses importantes pour un résultat insignifiant, que les parties ne manqueraient pas, ultérieurement, de reprocher, à juste titre, à l'expert judiciaire. Il est donc indispensable de faire appel à un géotechnicien qualifié avant de prendre de telles décisions. La plupart du temps, ce spécialiste pourra, après examen des lieux et de documents disponibles, dire si ces recherches s'avèrent indispensables, ou si elles sont, au contraire, a priori inutiles.

Précisons que si l'expert judiciaire cherchait à s'abriter derrière une abstention prudente et que les désordres

s'aggravent il pourrait alors lui être reproché sa carence.

Naturellement, pour éviter ce genre d'inconvénients, on pourrait se demander pourquoi les magistrats ne désignent pas toujours un spécialiste des désordres à réparer?

A notre avis, il ne faut pas jeter la pierre aux magistrats, car, très souvent, les demandeurs eux-mêmes, pas plus que les défendeurs, ne connaissent l'origine des désordres. C'est pourquoi il peut arriver qu'un architecte ou un ingénieur structure soient désignés par décision judiciaire et qu'il apparaisse, à l'analyse que les problèmes sont essentiellement liés à la mécanique des sols (fondations défailantes, inobservations des règles de l'art dans la conception ou l'exécution des terrassements ou des fondations, drainage insuffisant, etc.). Il est bien évident que lorsque le sinistre a une origine claire, par exemple glissement de terrain, mur de soutènement effondré, ou défaillance manifeste des fondations, il est souhaitable alors que les magistrats désignent directement un spécialiste de mécanique des sols, et non pas un généraliste. Si nécessaire, ce géotechnicien pourra faire appel à un géologue. On évitera ainsi d'alourdir l'expertise et de retarder son bon déroulement ou même de la voir s'acheminer vers des conclusions quelquefois contestables surtout si le généraliste croit avoir compris le phénomène et qu'il se trompe, ce qui peut arriver dans des cas difficiles, car il se trouve hors du domaine de ses compétences propres.

Pour illustrer ce qui vient d'être exposé, un certain nombre de cas réellement vécus, feront comprendre quelques-uns des problèmes qui peuvent être liés à la mécanique des sols dans la pratique quotidienne de l'expertise judiciaire ou amiable, en bâtiments ou travaux publics.

3. EXEMPLES DE CAS RÉELS

3.1. Tassements différentiels dans des dallages industriels

Nous avons eu l'occasion d'exposer dans les « Cahiers de l'Expertise Judiciaire » n° 1, les difficultés d'une expertise judiciaire relative à des tassements différentiels de dallages industriels dont le coût de réfection a atteint 6 millions de francs. Une particularité de cette expertise, à laquelle ont participé deux géotechniciens confirmés, était que les tassements des dallages pouvaient entraîner la rupture de la charpente métallique qui soutenait les bardages extérieurs de l'usine. Nous pouvons préciser, aujourd'hui, que les réfections préconisées ont donné toutes satisfactions. Il est certain que si aucun géotechnicien n'était intervenu dans cette expertise, les problèmes rencontrés n'auraient pu être résolus correctement.

3.2. Fissures dans un plancher en rez-de-chaussée sur terre-plein

Sur la Côte d'Azur, dans un bâtiment d'habitation d'excellente qualité, des fissures apparurent dans le plancher du rez-de-chaussée coulé directement sur terre-plein. L'expert judiciaire, non spécialiste en mécanique des sols, attribua, sans analyses particulières, ces fissures à des tassements du sol porteur et estima qu'il était nécessaire d'injecter le sol sous les planchers. Une entreprise spécialisée exécuta pour 300 000 F d'injections de coulis au ciment. Et malgré cette dépense importante, quelques mois plus tard, les fissures réapparurent.

A ce moment là, un ingénieur de bureau de contrôle, enfin alerté, connaissant bien les terrains de la région pu affirmer que le sol n'était pas en cause et qu'il s'agissait de simples fissures dues à des variations dimensionnelles d'un plancher béton dans lequel étaient incorporées les canalisations du chauffage central par eau chaude.

L'expert judiciaire a donc prescrit des travaux confortatifs, coûteux, totalement inutiles, alors qu'un géotechnicien, même peu expérimenté, aurait pu lui prouver qu'il ne s'agissait pas de fissures imputables à un tassement des couches porteuses et, qu'en conséquence, des travaux d'injection seraient absolument inefficaces.

3.3. Glissement de terrain. Effondrement d'un mur de soutènement

Un particulier a fait récemment construire une maison individuelle dans la région Rhône-Alpes par une grande société renommée, spécialisée dans la livraison de villas clés en main. Le terrain était en légère déclivité, environ 10°, et il était notoire qu'il se trouvait dans une zone sujette à glissements de terrain.

Le certificat d'urbanisme et le permis de construire avaient attiré l'attention sur ce point. Malgré cela la décision de construire fut prise après qu'un semblant, pour ne pas dire une parodie, de reconnaissances géotechniques ait été exécuté par la société en question, qui était maître d'œuvre, concluant à la faisabilité de la villa.

La villa fut réalisée sur une plate-forme partiellement en remblais et lors de son achèvement, le futur propriétaire s'aperçut, comme s'est bien souvent le cas, que le devis descriptif des travaux était flou et fort discret sur les terrassements à l'arrière de la villa, côté colline.

Finalement, la réalisation d'un talus incliné à 30° environ fut entreprise. Malgré les remarques du terrassier, petit artisan local, qui présentait la nécessité d'un soutènement, le promoteur ne réagit pas et dès les premiers terrassements, un glissement de terrain important se produisit. Fort heureusement, ce glissement était superficiel et il fut bloqué sans dommages par la villa.

Un architecte fut désigné comme expert par le Tribunal de Grande Instance du lieu, avec en particulier,

comme mission de préconiser les travaux de réfection. Sans qu'aucun essai géotechnique ait été exécuté, son rapport concluait à la nécessité d'exécuter un mur de soutènement en béton armé à réaliser en trois phases successives avec une tranchée drainante à l'amont du terrain. Toutefois, ce rapport était malheureusement vague et imprécis sur le dimensionnement du mur et les conditions d'exécution des travaux.

Suite à cette expertise, une entreprise, connue pour son sérieux dans la région, a été retenue par le demandeur et lors des premiers coups de pelle pour le terrassement du mur de soutènement, un nouveau glissement de terrain se produisit, plus important que le précédent, intéressant une superficie d'environ 750 m², miraculeusement sans dommages importants pour la structure de la villa qui se retrouvait, cependant, avec une hauteur de terre dépassant de beaucoup les allèges de sa façade arrière. Il fut heureux que ce glissement se soit déclenché avant la construction du mur de soutènement en béton car celui-ci calculé pour une poussée des terres classique avec angle de frottement interne de 30°, aurait, sans l'ombre d'un doute, été entraîné par le terrain contre la villa.

L'un de nos amis géotechnicien confirmé fut alors désigné, par le Tribunal de Grande Instance saisi à nouveau, en qualité de second expert conjointement avec l'expert-architecte précédent. La nouvelle solution préconisée fut l'exécution, dans une première phase, d'une tranchée drainante transversale et de deux éperons drainants dans le sens de la pente du terrain, leur profondeur fut déterminée par l'exécution d'un puits de reconnaissance lors de la réalisation des fouilles qui permit de localiser le plan de glissement à 2,20 m de profondeur (couche de lignite avec venues d'eau entre une couche supérieure d'argile plastique et une couche de marne raide).

Le géotechnicien préconisa le prélèvement d'échantillons de sols et l'exécution d'essais de laboratoire afin de dimensionner un soutènement en gabions à exécuter par tronçons au cours d'une deuxième phase des travaux confortatifs. Dans ce cas un tel ouvrage est moins coûteux et plus sûr qu'un mur de soutènement en béton car il est perméable et susceptible de s'adapter aux mouvements éventuels du terrain. Il a été prescrit également, que le dimensionnement définitif du soutènement et le contrôle technique de son exécution soient confiés à un ingénieur-conseil compétent en mécanique des sols, ce qui fut fait. La stabilisation du terrain est aujourd'hui achevée à la satisfaction de toutes les parties.

3.4. Cas de la villa de madame A

Cette villa a été construite dans le département du Rhône, début 1969 par l'entreprise de maçonnerie T. d'après les plans du maître d'œuvre M. L'occupation des lieux et la réception tacite remontent à août 1969. Jusqu'au printemps 1976, aucun désordre n'est observé, puis apparaissent à ce moment là des taches d'humidité très importantes sur les murs nord et ouest de la villa et dans la moquette de la chambre à coucher. Cette humidité persistant pendant plus d'un

an, la propriétaire Mme A. intente un procès à son voisin R., car le maçon T. et le maître d'ouvrage M. attribuent ces venues d'humidité au comblement en 1974 d'une mare par R. située sur son terrain, à une trentaine de mètres de la villa A.

Désigné par ordonnance de référé du 8 juin 1977 du T.G.I. local, un premier expert B., rejoignant l'idée émise par M., par T. et par l'expert X. de la compagnie d'assurances de T., dépose un rapport très succinct le 18 août 1977 concluant que l'humidité provenait du comblement en 1974 de la mare appartenant à R. (alors que pendant deux ans après ce comblement, aucune humidité n'était apparue).

A la suite du dépôt de ce rapport d'expertise, la chambre à coucher de Madame A. très humide, a été entièrement refaite avec pose de papiers peints sur des plaques de plomb (!) de 1,50 m de haut sur la périphérie des murs extérieurs et intérieurs et mise en place d'une nouvelle moquette.

Hélas, ces réfections se révélèrent tout à fait inefficaces, l'humidité persistant, la moquette restant gorgée d'eau. Nous avons alors été désigné comme nouvel expert par le T.G.I. Immédiatement, nous avons fait procéder à des sondages dans le plancher et dans le mur mitoyen, ce qui n'avait pas été réalisé lors de la première expertise. Le plancher constitué de hourdis de béton creux était posé directement sur une couche de graviers répandue sur le sol naturel. Ces hourdis étaient recouverts d'une forme de béton recevant une chappe en ciment sur laquelle avaient été posés soit les carrelages des W.C., hall et salle de bains, soit la moquette de la chambre à coucher (fig. 1).

Dans les trous de sondages, nous constatons qu'il existe des stalactites blanches à travers le plancher, ce qui prouve d'une manière formelle que l'eau s'écoule du haut vers le bas et ne remonte pas du bas vers le haut, malgré les affirmations de M., de T., de X. et du premier expert judiciaire B. (fig. 2).

Nous vérifions immédiatement les raccords des W.C. et salle de bains réalisés par le plombier V. Il apparaît aussitôt qu'il y a eu des malfaçons dans leur exécution, d'où des fuites au niveau du plancher. Nous faisons, rapidement, procéder aux réparations de ces joints défectueux, mais malgré cela, l'humidité dans le plancher de la chambre à coucher subsiste.

Alors, M. et l'expert X. de la compagnie d'assurances de T. persistant à vouloir que cette humidité, génératrice des désordres, soit imputable uniquement au comblement de la mare R., proposent d'effectuer un drainage périphérique aux frais de la compagnie d'assurances de T. Bien que nous ne soyons pas convaincu de l'efficacité de ces travaux de drainage, comme ils ne coûtent rien à la demanderesse, nous acceptons qu'ils soient réalisés, pour montrer à M., T. et X. que leur opinion est erronée.

Le drain mis en place débite légèrement, et au début mars 1979, M., T. et X. triomphent, car un assèchement semble s'être produit. Ce triomphe est de courte durée, car en août 1979, il est constaté, à nouveau,

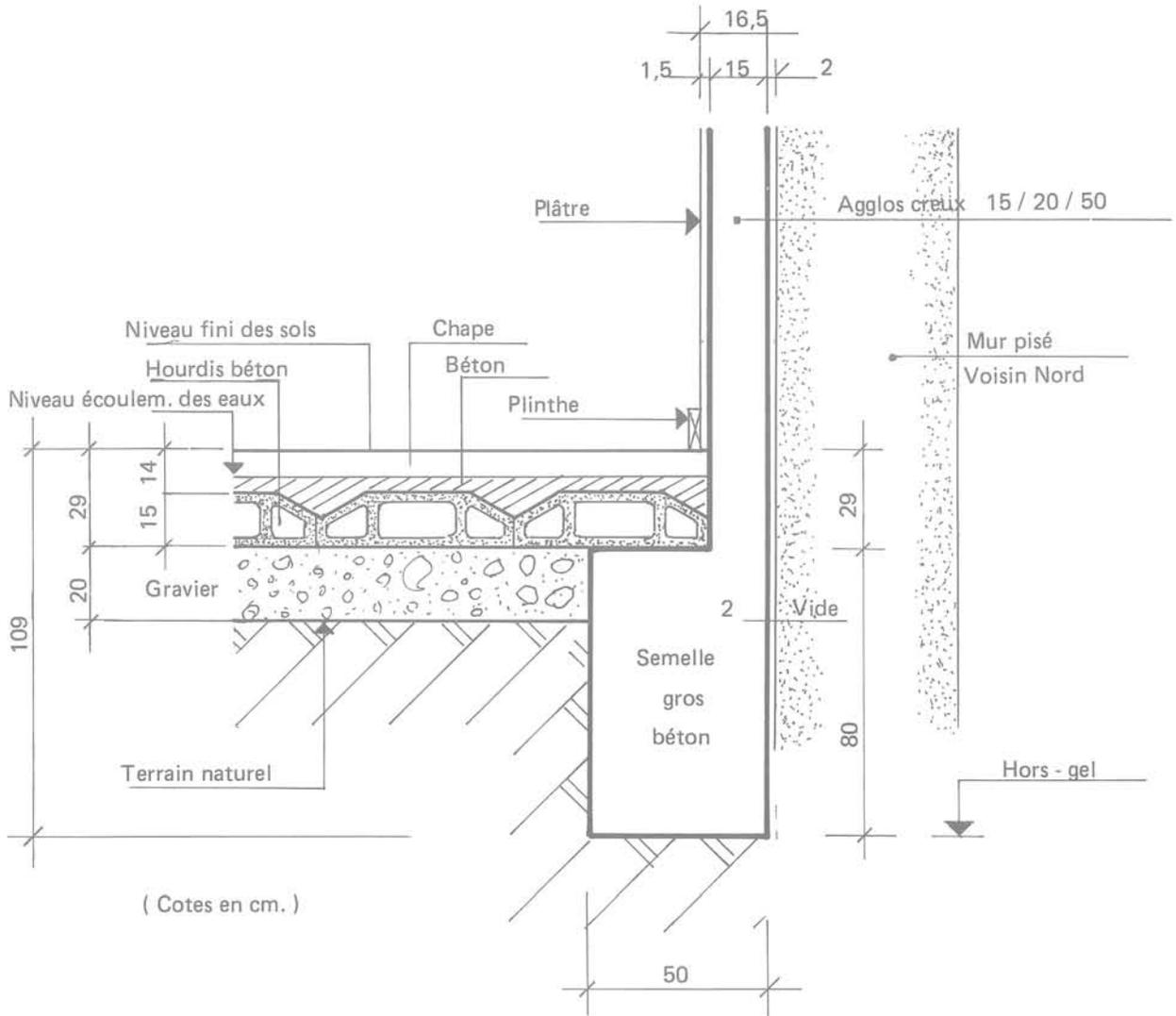


Fig. 1. — Coupe plancher sur terre-plein de la chambre de Mme A.

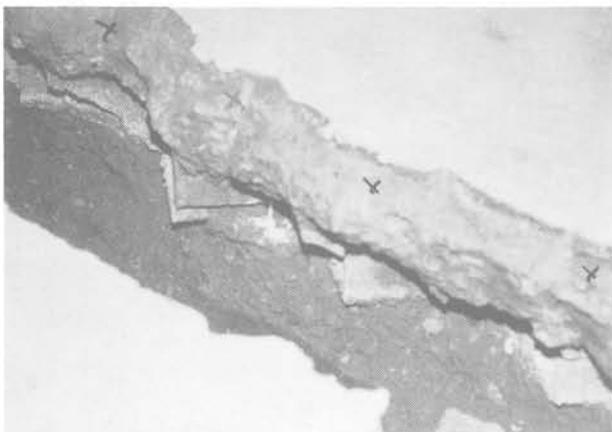


Fig. 2. — Vue latérale de la tranchée réalisée dans le plancher de la chambre de Mme A. (les croix indiquent le niveau des venues d'eau s'écoulant à la base de la chape sur la dalle béton. Remarquer la stalactite blanche).

que l'humidité de la chambre à coucher de Mme A. s'est aggravée. De l'eau continue à tomber goutte à goutte le long de stalactites visibles dans la tranchée réalisée au travers du plancher de cette chambre (fig. 2).

Bien que nous ayons insisté à différentes reprises pour obtenir de V. et de M. le plan détaillé des canalisations encastrées dans la chape béton supportant le carrelage de la salle de bains, des W.C., du hall et de la cuisine, tant pour l'alimentation en eaux que pour les évacuations d'eau des différents appareils sanitaires, celui-ci ne peut nous être fourni. Un essai de mise en pression des canalisations semble montrer que ces dernières sont étanches. Mais comme nous n'avons pas pu obtenir le plan des canalisations, il se peut que toutes n'aient pas été contrôlées. En conséquence, nous exigeons la mise hors service de toutes les canalisations encastrées dans le sol et leur remplacement provisoire par des canalisations apparentes. Cette modification du réseau des canalisations d'alimentation des eaux fait cesser immédiatement les désordres. En quelques

jours, l'assèchement de la chambre de Mme A. survient enfin.

Cela démontre que l'humidité observée dans le plancher et à la base des murs de la villa de Mme A. provenait d'une fuite résultant de la corrosion d'une canalisation sous pression encastrée dans la chape béton supportant le carrelage ou la moquette.

Cela prouve péremptoirement, comme nous l'avions affirmé dès notre premier accédit, que le comblement de la mare de R. n'avait rien à voir avec l'humidité de la chambre à coucher de Mme A., ce qui était évident a priori au point de vue mécanique des sols.

Nous voyons là un exemple caractéristique où expert judiciaire, entrepreneurs, expert d'une compagnie d'assurances et maître d'œuvre se sont cristallisés sur une idée totalement fautive. Ils se sont contentés d'affirmer conjointement que leur idée était la bonne sans vouloir rechercher la cause réelle des désordres qui, manifestement, n'étaient pas imputables à un problème de mécanique des sols lié à des remontées d'eau en provenance du terrain voisin.

Ces experts ont entraîné la compagnie d'assurances de T. à payer des drains totalement inutiles sans résoudre le problème posé.

Naturellement, le réseau des canalisations installés provisoirement en apparent pour les nécessités de l'expertise, a été transformé ensuite en définitif.

Précisons que le tribunal a entériné notre rapport, mis hors de cause R. et sa mare qui n'était pour rien dans le sinistre, condamné l'entreprise V. aux réfections et également, Mme A. à payer 7 500 F à R. à titre de dommages et intérêts pour instance abusive.

3.5. Effondrement d'un immeuble dû à une explosion de gaz

Le cas que nous allons résumer ci-dessous est très caractéristique d'une *erreur commise par trois experts judiciaires* et des conséquences graves que cela aurait pu entraîner.

Le 7 janvier 1971, une violente explosion de gaz se produit dans un immeuble ancien de la ville de D., bientôt suivie d'un incendie. L'immeuble ancien composé de trois niveaux sur rez-de-chaussée s'effondre totalement, ce qui a entraîné de très nombreux blessés plus ou moins gravement atteints et la mort de deux personnes.

Trois experts sont désignés par le tribunal, un chimiste, un ingénieur, un industriel. Ils procèdent à leur enquête et éliminent, à juste titre, une explosion due à des explosifs. Compte tenu du type de déflagration, ils arrivent à la conclusion qu'il s'agit d'une explosion d'une fuite de gaz provenant d'une canalisation extérieure parallèle à l'immeuble et proche de celui-ci (fig. 3).

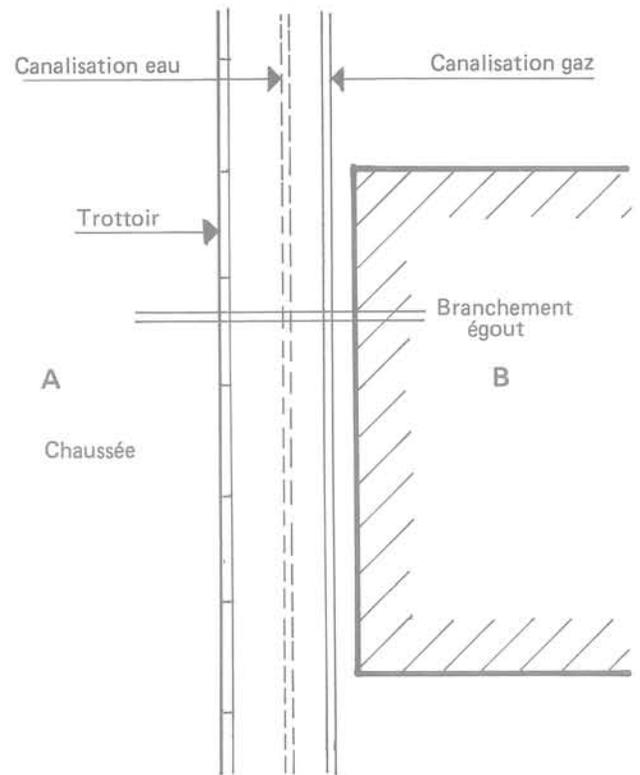


Fig. 3. — Implantation de la canalisation gaz litigieuse.

Il s'agissait d'une conduite de gaz posée dans les années 1925-1927. Les experts ont estimé que la fuite résultait des travaux réalisés par l'entreprise L. le 22 août 1957, pour mettre en place un branchement d'égouts desservant le bâtiment, installé perpendiculairement à la canalisation de gaz. La tranchée faite pour ce raccordement d'égouts avait 60 cm de large seulement et passait sous la canalisation de gaz (fig. 4). Les experts ont reproché à L. d'avoir remblayé sa tranchée avec de la terre végétale noire, généralement compressible, d'où, disaient-ils, des tassements ayant entraîné la déformation de la canalisation de gaz, ses fissurations et la fuite. Or, un voisin avait signalé aux experts que d'autres travaux avaient été réalisés fin 1970 dans la rue et qu'à cette occasion, à plusieurs reprises, des odeurs de gaz avaient été perçues et qu'après la réfection des trottoirs recouverts d'un revêtement bitumineux on n'avait plus décelé d'odeurs de gaz. Les trois experts n'ont tenu aucun compte de cette information pourtant très importante.

A la suite du dépôt du rapport des trois experts, le juge d'instruction a procédé à l'inculpation de l'entrepreneur L. qui a été condamné par la suite à 4 mois de prison avec sursis et à 5 000 F d'amende par jugement du 29 janvier 1972 du tribunal correctionnel de D.

Un de nos amis, géotechnicien qualifié, ayant étudié le problème est arrivé à la conclusion que la fuite de la canalisation gaz ne pouvait être imputée au terrassement de la petite tranchée pour le branchement

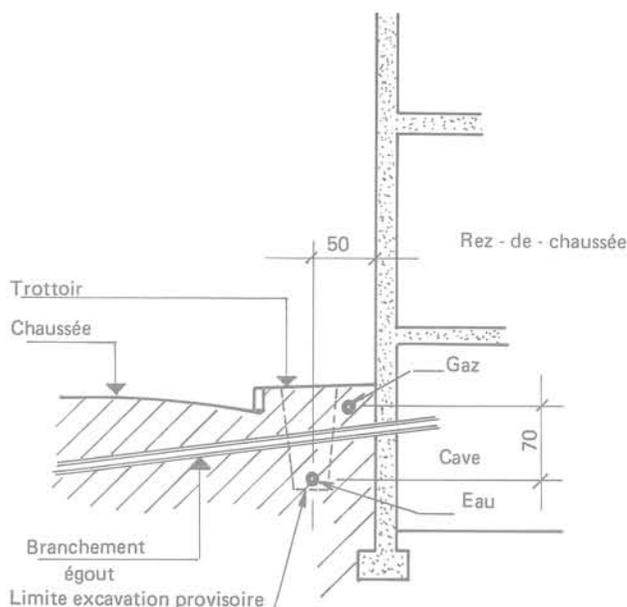


Fig. 4. — Coupe AB. Fouille provisoire exécutée quelques semaines avant l'explosion.

d'égouts perpendiculaire à la conduite gaz effectué par L. le 22 août 1957, mais, bien au contraire, aux travaux de pose d'une canalisation d'eau parallèle à la canalisation gaz sur une très grande longueur, à 30 cm seulement de cette dernière et située à 70 cm en contre-bas, effectués quelques semaines avant l'explosion par une autre entreprise X (fig. 4). Ces travaux ayant inévitablement décomprimé le sol sur une très grande longueur, étaient certainement à l'origine des déformations de la canalisation gaz. Il y a donc eu appel. Par arrêt du 30 octobre 1974, la cour d'appel de D. a désigné deux nouveaux experts dont les conclusions ont été très différentes de celles de leurs trois premiers collègues. En effet, ces deux nouveaux experts ont reconnu le bien fondé des observations de notre ami géotechnicien. En outre, en poursuivant leurs investigations, ils ont montré, de plus, que la pression de distribution du gaz manufacturé était autrefois de 80 mm d'eau alors que celle du gaz naturel distribué depuis 1963 était de 200 mm d'eau. Cela a pu naturellement accroître les fuites, d'autant plus qu'il est apparu que le nouveau gaz avait des propriétés très desséchantes, ce qui expliquait la dessiccation des joints de la canalisation et les premières fuites ainsi que la coloration noirâtre des terres prises à tort par les premiers experts pour des terres végétales.

Sur la base du rapport très détaillé des deux nouveaux experts, la Cour a relaxé l'entreprise L. sans peine ni dépend.

On voit là, l'importance d'une expertise judiciaire correctement conduite. Si parmi les trois premiers experts, il y avait eu un géotechnicien, il aurait pu montrer que les travaux de terrassements de l'entreprise L., réalisés en 1957 n'étaient pour rien dans l'explosion du 7 janvier 1971 et que, par contre,

c'étaient les travaux exécutés par l'entreprise X. quelques semaines avant l'explosion qui étaient à l'origine de la déformation de la vieille canalisation gaz.

3.6. Exemple brésilien — Effondrement ayant provoqué 63 morts

Il n'y a pas qu'en France où des erreurs d'expertise arrivent. Lors de nos voyages à l'étranger, nous avons pu constater que souvent, l'absence de géotechniciens dans le cours d'une expertise avait pu avoir des conséquences importantes.

Au Brésil, le code civil est différent du nôtre, en particulier, la responsabilité des constructeurs n'est que de 5 ans, et non pas 10 ans. Le régime de l'expertise judiciaire est également différent, mais il y a eu aussi des cas où la méconnaissance de la mécanique des sols a conduit à des erreurs graves. Citons l'exemple d'un immeuble qui s'est effondré en 1972, quinze jours avant son inauguration, entraînant la mort de 63 personnes.

Les premiers experts désignés ont attribué cet effondrement à la conjonction de trois causes dans des proportions égales :

- Erreur de calcul dans les structures ;
- Erreur dans la programmation du décoffrage des structures ;
- Erreur dans les fondations constituées de pieux qui auraient tassé de 2 à 5 cm.

Or la structure était constituée de piliers espacés de 60 m avec 4 niveaux de plancher. Un géotechnicien a pu démontrer que les fondations sur pieux n'étaient absolument pas à l'origine du sinistre.

Il a été prouvé que le sinistre était imputable à de très graves erreurs de calcul des poutres de très grande portée, dont le ferrailage était notoirement insuffisant.

Ces différents exemples montrent que le rôle du géotechnicien peut être capital pour la recherche de la cause réelle des désordres liés à la mécanique des sols et aux fondations, donc à la recherche de la vérité.

Naturellement, les parties auront très souvent intérêt à se faire assister par un géotechnicien compétent, particulièrement lorsque l'expert judiciaire n'est pas un géotechnicien.

Au cas où, après un premier jugement, une partie estimerait qu'elle doit faire appel car l'expertise judiciaire n'a pas permis de réunir tous les éléments nécessaires à la compréhension des désordres, il ne faut pas qu'elle hésite à recourir à un géotechnicien pour lui confier une mission d'expertise officielle. On s'interroge souvent sur la validité et l'utilité d'un tel rapport déposé pour combattre un rapport d'expertise officiel déjà homologué par un tribunal. Il paraît utile à ce sujet de citer un arrêt récent de la cour d'appel de Lyon qui fera certainement jurisprudence.

Il s'agit d'une décision rendue le 21 octobre 1982 par la Cour d'Appel de Lyon dans une affaire Briet contre Arnoldy.

L'appelante avait produit trois rapports d'expertise officieux.

La Cour a retenu l'intérêt des conclusions techniques contenues dans ces rapports officieux après avoir déclaré dans ses attendus :

«Attendu que les appelants se prévalent pour demander l'infirmité de la décision déferée de rapports officieux émanant de Monsieur Bandier, de l'architecte Guilleret, et de Monsieur de Prandieres...»

«Attendu qu'il est vrai que ces consultations n'ont aucun caractère contradictoire, mais que les époux Briet y puisent des éléments de discussion qui ne peuvent être écartés...»

4. CONCLUSIONS

Quelle que soit leur discipline, il faut attirer l'attention des experts sur le danger de se prononcer dans un ou des domaines hors de leur spécialité. Il est toujours bénéfique de faire intervenir un spécialiste.

En effet, la responsabilité des experts judiciaires peut être recherchée, non seulement du fait du retard dans les opérations d'expertise ou à la suite de négligences matérielles ou du non respect des règles élémentaires de procédure judiciaire, mais encore en raison des erreurs commises.

Il ne faut pas oublier que la responsabilité des experts est une responsabilité de droit commun fondée sur l'article 1382 du Code civil, c'est-à-dire reposant sur la notion de fautes. Mais quelle est la définition de la faute en cette matière ?

A ce sujet, il est utile de rappeler la position prise par le Tribunal Civil de Nîmes dans la fameuse affaire du « Pain maudit » de Pont-Saint-Esprit, qui en a donné le critère suivant, appliqué par la jurisprudence :

«L'expert judiciaire doit être tenu pour responsable de toutes fautes, même légères, que n'aurait pas commises un expert avisé s'il est démontré une relation de cause à effet entre la faute commise et le dommage

causé» (Tribunal Civil de Nîmes, 1^{er} juillet 1958, semaine juridique 1959-11-347).

Ce lien de causalité direct et nécessaire entre la faute et le préjudice a été retenu également par le Tribunal de Grande Instance de Paris, 1^{re} chambre, 1^{re} section, 26 avril 1978, (*Gazette du Palais*, 1978, 2.449).

Il est évident qu'il s'agit là d'une très lourde responsabilité. Il est donc indispensable que l'expert judiciaire soit bien assuré pour répondre à des mises en cause éventuelles. Nous ne pouvons qu'inciter les experts judiciaires à souscrire une police particulière d'assurance pour faire face à celles-ci. L'expérience montre qu'une police d'assurance groupe, souscrite par l'intermédiaire des compagnies régionales d'experts judiciaires, permet d'obtenir pour des primes modestes, des garanties très complètes.

En ce qui concerne les expertises du bâtiment et des travaux publics, nous souhaitons que nos confrères architectes ou ingénieurs structures pensent aux problèmes que peut poser la mécanique des sols et n'hésitent pas à interroger, et au besoin, à faire intervenir, un géotechnicien ou un géologue qualifié en temps utile.

BIBLIOGRAPHIE

- COSTET, J.; SANGLERAT, G. (1983). — «Cours Pratique de Mécanique des Sols», 3^e édition, Tome 1: Plasticité et calcul des tassements, Tome 2: Calcul des ouvrages.
- SANGLERAT, G. (1980). — «Analyse d'une expertise judiciaire concernant des tassements différentiels de dallages industriels». *Revue Technique du Bâtiment et des Constructions Industrielles* n° 81, Novembre-Décembre Paris et «Les Cahiers de l'Expertise», Cahier n° 1, Lyon.
- SANGLERAT, G.; SANGLERAT, T.-R. A. (1983). — «Quand faire intervenir un géotechnicien dans une expertise judiciaire en Bâtiment et Travaux Publics?», *Les Cahiers de l'Expertise*, Compagnie d'Experts près la Cour d'Appel et le Tribunal Administratif de Lyon, Cahier n° 4, Lyon.

reconnaissance géotechnique depuis une chambre submersible

H.C. VAN DE GRAAF

Laboratoire de mécanique des sols de Delft (Pays-Bas)

1. INTRODUCTION

La moitié des Pays-Bas se trouve en dessous du niveau de la mer. Ceci explique en partie le développement dans ce pays des méthodes d'opération sous-marines de géotechnique. Ce développement fut accéléré dans les années 70, visant le marché pétrolier en mer du nord.

L'un des résultats fut le système Mission I, qui comprend une tourelle de plongée, attachée à une plaque de base avec un pénétromètre incorporé. Ce système est la copropriété du laboratoire de mécanique des sols de Delft et de la société Vriens. Il peut être utilisé sous 200 m d'eau et permet d'effectuer:

- les essais au pénétromètre;
- le carottage Begemann, permettant d'obtenir un seul échantillon intact d'une longueur pouvant atteindre 30 mètres;
- la mesure de la densité en place des sols par méthode électrique ou nucléaire;
- les essais de perméabilité.

Le système Mission II permet également le forage rotatif non destructif.

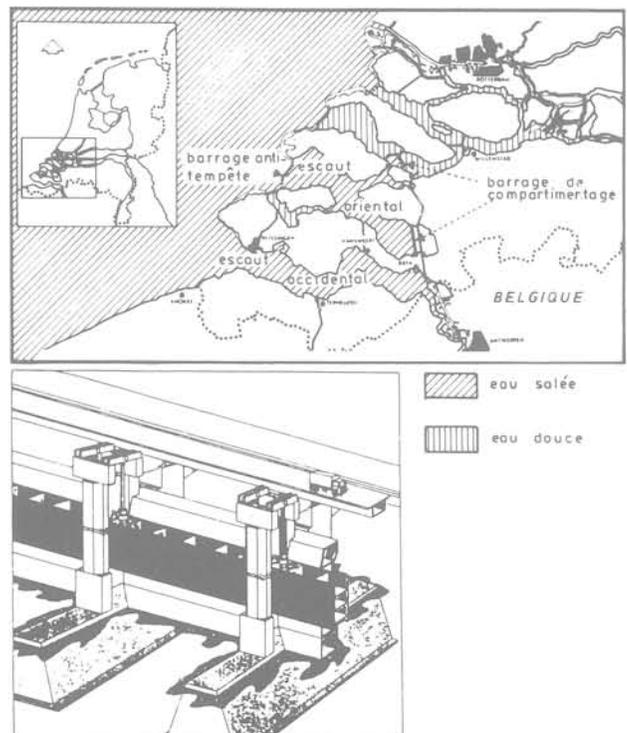


Fig. 1. — Barrage anti-tempête.
Situation et vue en perspective.

2. LE PLAN DELTA

Mission I fut employée pour la première fois dans le cadre du plan Delta néerlandais. Le projet d'un barrage anti-tempête d'une longueur de 6 km dans un terrain de sable meuble exigeait une campagne de reconnaissance extrêmement intensive dans des conditions maritimes difficiles :

- jusqu'à 40 m d'eau ;
- vitesse de courant d'eau 2 m/s ;
- des vagues de 1 m à 1,5 m sont très fréquentes.

Une barge spéciale fut construite pour lancer le système Mission.

Le système Mission comprend une plaque de base lourde et une tourelle à partir de laquelle toutes sortes d'essai in situ peuvent être effectués, en sol comme en roche. A cet effet, la plaque de base est équipée d'un vérin creux pour la pénétration des sondes ; Mission II est également équipé d'une sondeuse à rotation.



Fig. 2. — Tourelle de plongée Mission.

Bien que le système ait été conçu pour résister à des pressions à 200 m de profondeur, la pression dans la tourelle n'est qu'atmosphérique pour la plupart des essais. Dans certains cas, lors d'un carottage par exemple, cette pression est la même que la pression ambiante. A cet effet, Mission comporte un système de saturation.

Le premier problème fut la détermination de la zone à compacter par vibroflotation par les moyens suivants :

- au pénétromètre statique à pointe électrique (quelques centaines) ;
- par carottage Begemann (quelques dizaines) ;
- par pénétrométrie utilisant les sondes densitométriques (quelques dizaines).

Ces deux dernières méthodes furent développées à Delft dans les années 60. La densitométrie électrique se fait au moyen de 2 sondes pénétrométriques. La première sonde permet de mesurer la résistance à la pointe, le frottement latéral, et la résistance électrique du sol. La deuxième sonde permet de mesurer la résistivité électrique de l'eau interstitielle. Au moyen d'un étalonnage au laboratoire, on détermine, pour un terrain donné le rapport entre le quotient résistivité eau/résistivité sol et la porosité.

Cette méthode, aujourd'hui couramment utilisée pour les terrains sableux, fut employée fréquemment dans la deuxième partie de l'opération avec comme objectif l'optimisation du compactage par vibroflotation.

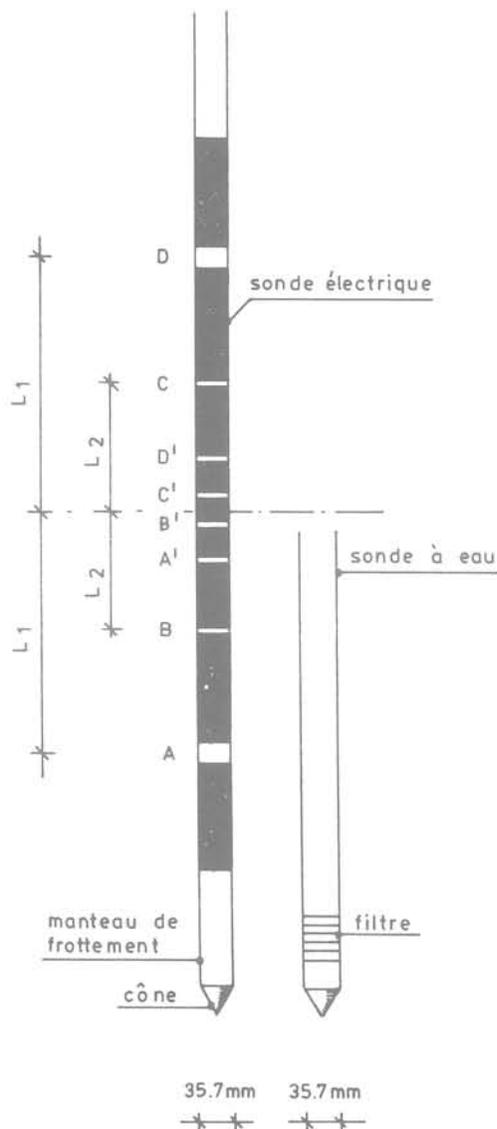


Fig. 3. — Sondes utilisées pour la mesure électrique de la densité.

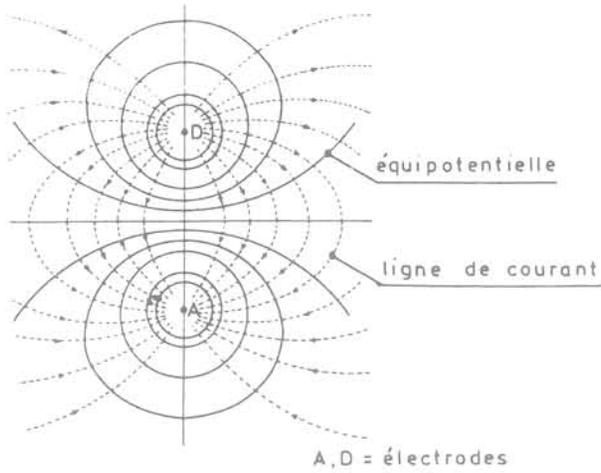


Fig. 4. — Système de lignes de courant et d'équipotentielles engendré par une différence de potentiel entre A et D.

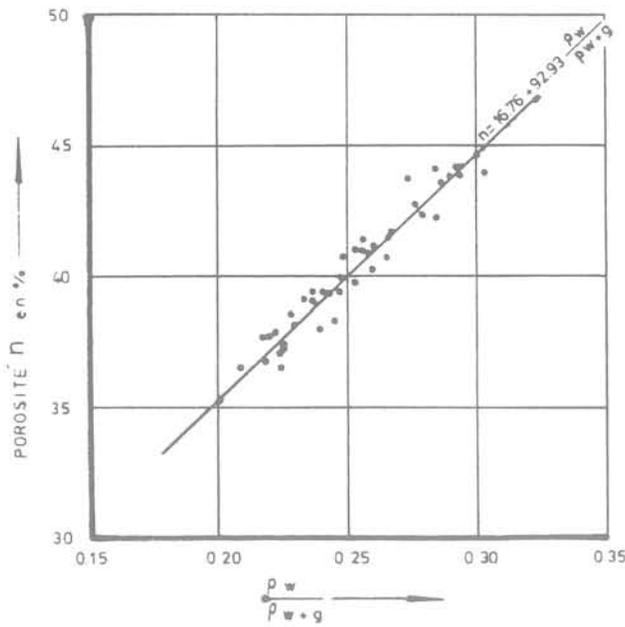


Fig. 5. — Courbe d'étalonnage.

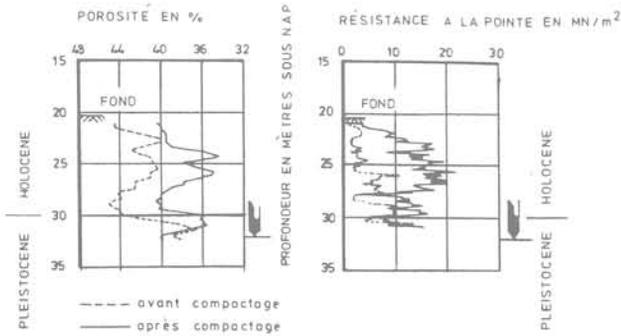


Fig. 6. — Résistance à la pointe et porosité avant et après compactage.

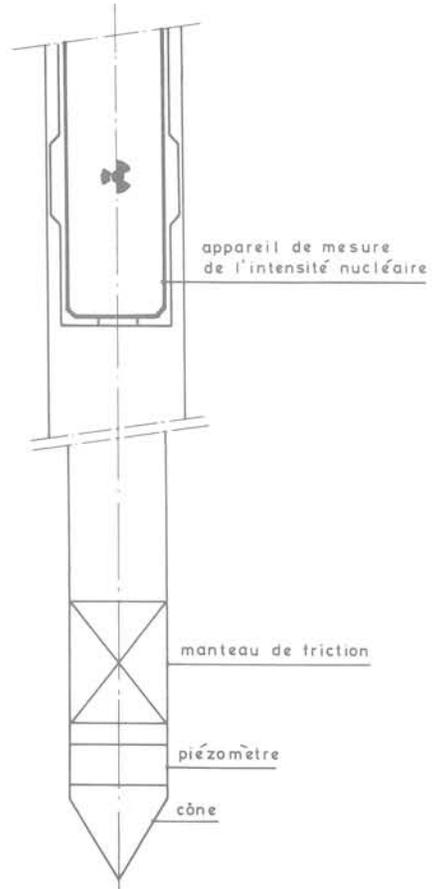


Fig. 7. — Appareil de mesure de densité nucléaire.

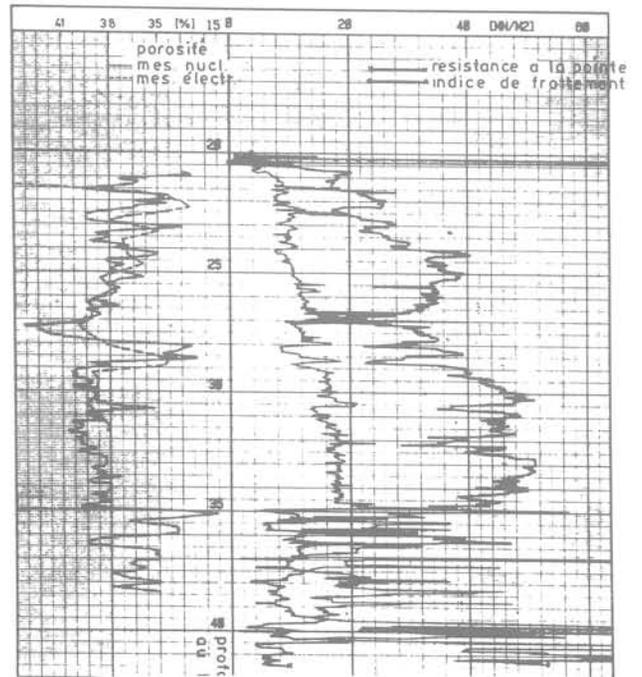


Fig. 8. A gauche : comparaison entre les résultats de mesures électriques et nucléaires. A droite : résultats de la pénétrométrie.

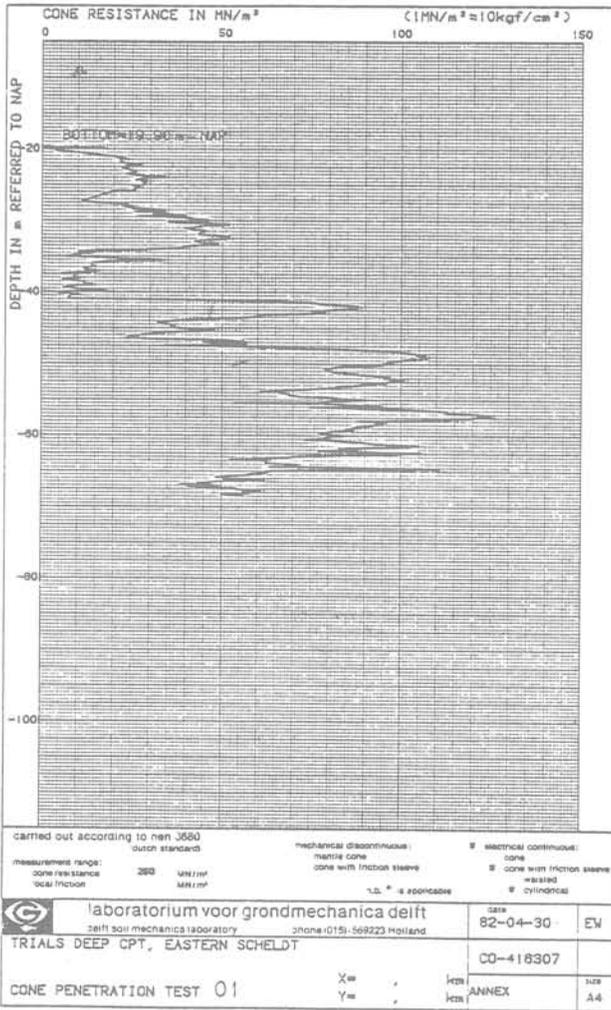


Fig. 9. — Résistance au cône en fonction de la profondeur.

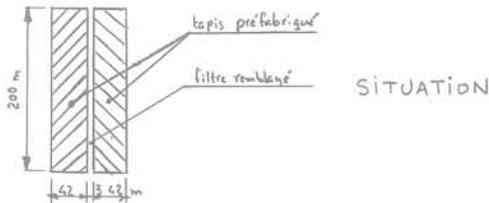


Fig. 10. — Situation.

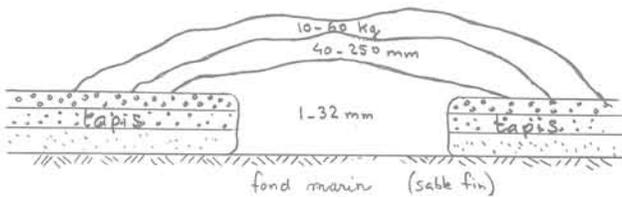


Fig. 11. — Coupe transversale du remblai.

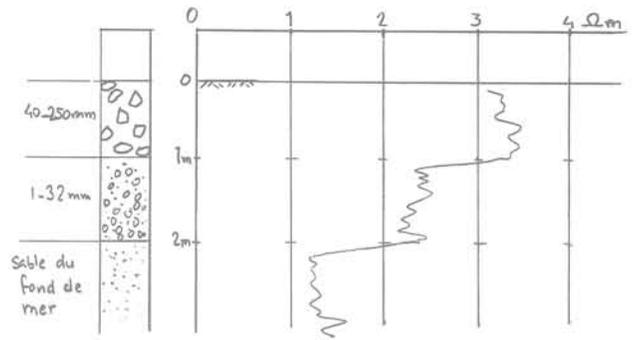


Fig. 12. — Résistivité électrique du sol.

L'inconvénient de cette méthode d'une qualité excellente par ailleurs est que l'utilisation de la «sonde à eau» demande beaucoup de temps dans un terrain moins perméable comme le sable fin ou limoneux. C'est pour cette raison qu'a été développée la densitométrie nucléaire par pénétrométrie. Cette méthode comprend un essai pénétrométrique électrique normal, à l'exception du diamètre de la pointe et des tiges, qui est de 45 mm au lieu de 36 mm. Après avoir atteint le refus on retire le câble électrique et on descend à l'intérieur des tiges jusqu'à la pointe le train de mesure nucléaire comprenant une source rayons γ de 3 millicurie et un appareil de mesure. Ensuite on remonte le train de tiges, y compris le train de mesure tout en effectuant les mesures de la densité. L'avantage c'est qu'ainsi le risque de perte de la source nucléaire durant l'effort de pénétration est évité.

Le résultat de la méthode nucléaire est comparable à celui de la méthode électrique.

Pour augmenter la profondeur de pénétration, on a réalisé une pointe d'un diamètre légèrement plus grand que celui des tiges et d'une qualité d'acier beaucoup plus résistant, ceci dans le but de diminuer le frottement latéral, et utilisé une deuxième tige qui empêche le flambage de la première et qui diminue son frottement.

L'essai suivant a été réalisé en appliquant une force de 600 kN sur une tige de 36 mm.

Actuellement, les travaux de compactage de la barge Mytilus sont terminés mais d'autres problèmes géotechniques se posent, en particulier, le problème du filtre.

Les piliers du barrage seront placés sur ce filtre, qui doit éviter que dans le cas d'un barrage fermé, l'eau qui passe sous le barrage et qui remonte ensuite vers le fond emporte les grains de sable. Le filtre devra garantir que l'eau puisse sortir du fond et non pas le sable. De plus ce filtre doit résister à l'érosion par le courant dans le cas d'un barrage ouvert.

Ce filtre est constitué par des tapis préfabriqués, composés de trois couches de sable grossier ou gravier fin. Entre deux tapis, on construit le filtre sur place par remblayage sous l'eau.

Actuellement Mission I est utilisé pour contrôler la composition de ce filtre au moyen de carottage Begemann ou par la mesure de la résistivité électrique du sol. Ce paramètre est une bonne indication pour la détermination de la composition d'une couche.

En dehors du système Mission, un autre système est utilisé pour ces essais. C'est un appareil téléguidé, nommé Geodoff, qui permet la pénétration statique légère (30 kN) ou le vibrocarottage.

Geodoff fut employé également en Mer du Nord pour la reconnaissance du tracé d'un pipe-line.

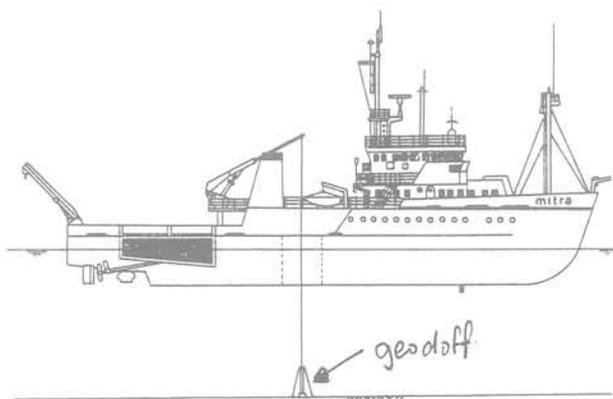


Fig. 13. — Le système Geodoff.

Comme vous voyez le système Mission I a toujours été occupé (soit opérationnel, soit paré) dans le Oosterschelde entre 1976 et 1983.

Son succès a conduit à la construction de Mission II, muni en supplément d'une foreuse à rotation, employé en 1981 à Terre-Neuve.

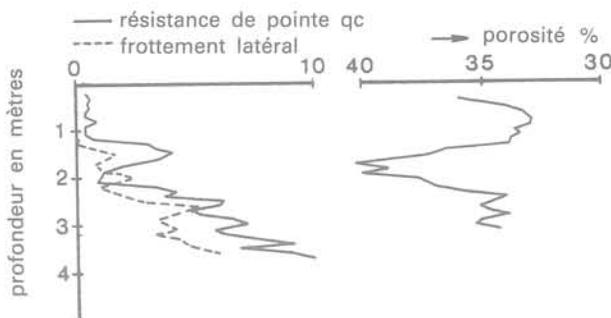


Fig. 14. — Essai d'intensité électrique le long du pipe-line.

3. UNE APPLICATION DU SYSTÈME MISSION II AU CANADA

Le projet de pose d'un câble électrique entre le Labrador et Terre-Neuve dans le détroit de Belle-Isle nécessite la réalisation d'une tranchée dans le fond de la mer qui le protège contre les icebergs qui heurtent le fond. Au fond, le sol est constitué de quelques mètres de sable, gravier et pierres reposant sur la roche saine (calcaire ou grès).

Les conditions nautiques sont extrêmement difficiles: 110 mètres d'eau, une vitesse du courant jusqu'à 2 m/s, un vent qui arrive fréquemment à 7 Beaufort, même en bonne saison, causant une houle de 2 à 3 mètres. De plus il faut tenir compte du fait que les opérations seront interrompues par le passage d'icebergs.

En 1976 on avait tenté sans succès d'obtenir des carottes suivant la méthode traditionnelle depuis un

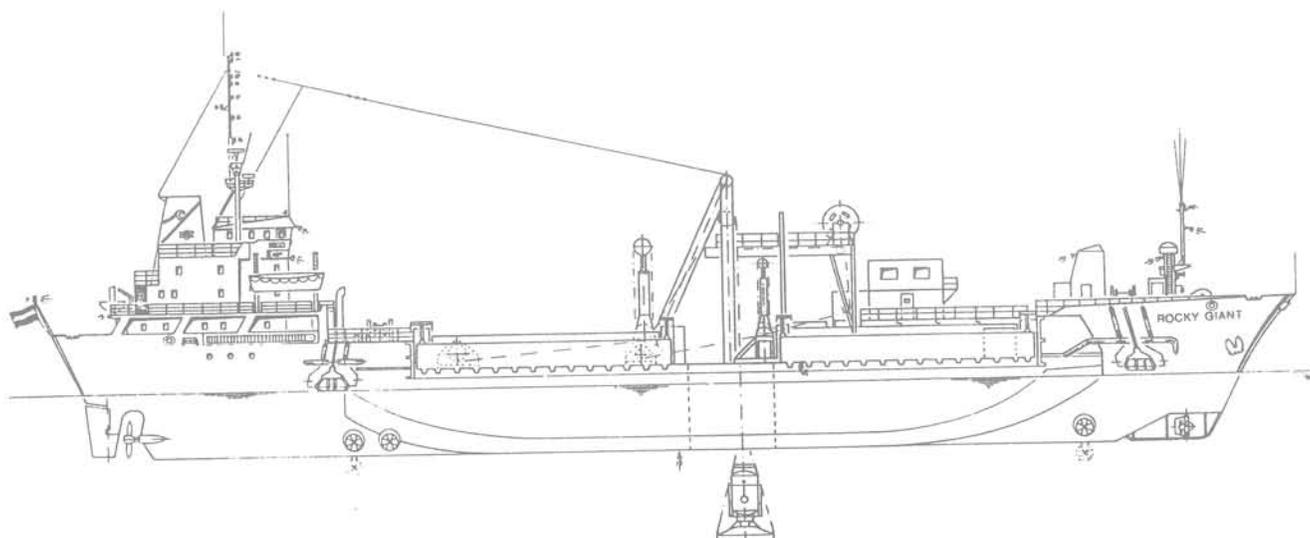


Fig. 15. — Le bateau « Rocky Giant » équipé de Geodoff.

bateau. On a considéré que, dans ces conditions, seul un système submersible serait en mesure d'obtenir de bons résultats. Le système Mission II fut sélectionné en 1981 et équipé pour cette opération d'une foreuse à rotation. On a utilisé les carottiers Nassovia (carotte Ø 105 mm) et Longyear HQ (62 mm).

Le bateau « Rocky Giant » fut positionné dynamiquement avec des ancrs comme système de secours. Mission fut lancé dans la piscine au centre du bateau.

Au cours d'un mois on a réalisé 17 trous, soit au total 88 mètres, dont 42 m dans la roche.

BIBLIOGRAPHIE

1. DE LEUW, E.H.; SILENCE, P. — *Contrôle in situ du compactage de remblais sous eau* — Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, no. 26-27, Paris 1983.
2. VAN DE GRAAF, H.C.; SMITS A.P. — *Offshore site investigation by rotary drilling from a diving bell* — Ground Engineering, January 1983.
3. Brochure. — *Density measurements in situ and critical density*: Laboratoire de Mécanique des Sols de Delft.
4. NIEUWENHUIS, J.K.; SMITS, F.P. — *The development of a nuclear probe in a cone penetrometer*. — Comptes rendus de ESOPT-II 1982, Amsterdam, Volume 2, 745-749.
5. VERMEIDEN, J. — *The submersible working chamber* — Delft Soil Mechanics Laboratory, 1977.
6. WAKELING, T.R.M. — *The Mission system, site investigation from a diving bell*. — Offshore Services, 1980.
7. SMITS, A.P. — *Mission II, now equipped for all seabed investigations*. — Second Canadian Conference in Marine Geotechnical Engineering, 1982.

informations

Livres reçus

Cours pratique de mécanique des sols

J. Costet et G. Sanglerat

Préface de **J. Biarez**

Tome 1: Plasticité et calcul des tassements.

Dunod, 3^e éd., 1981, 312 pages, 121 fig., 15,5 × 24, broché, 173 FF, I.S.B.N. 2.04.011334.7

Tome 2: Calcul des ouvrages.

Dunod, 3^e éd., 1983, 464 pages, 180 fig., 15,5 × 24, broché, 259 FF, I.S.B.N. 2.04.015523.6

C'est pour faciliter un premier contact avec la mécanique des sols que ce cours pratique a été conçu, sans toutefois tomber dans une simplification par trop radicale. Ce cours se veut didactique, mais il n'évite pas les difficultés bien au contraire. Dans ses deux tomes, il aborde la théorie, la pratique des calculs, les essais de laboratoire et donne également un éclairage sur certains procédés de construction.

Dans un premier tome, sont décrits les différents types de sols et leurs propriétés mécaniques (perméabilité, compressibilité, résistance au cisaillement), la notion de contrainte effective, introduite avec un soin tout particulier, en raison de son importance et de sa grande difficulté réelle sous une simplicité apparente. Un chapitre entier est particulièrement consacré à l'équilibre plastique, sujet aride mais essentiel que, grâce à leur longue expérience, les auteurs ont traité avec une grande rigueur en faisant une large place à la démonstration du théorème des états correspondants.

Le deuxième tome du cours aborde la théorie des ouvrages les plus courants: murs de soutènement, rideaux de palplanches, parois moulées, fondations superficielles ou profondes, talus et stabilité des pentes. Cette deuxième partie traite aussi des différents procédés de reconnaissance in situ et décrit avec soin deux des dispositifs les plus employés: pénétromètre et pressiomètre.

A l'occasion de la 3^e édition de l'ouvrage, de nombreuses adjonctions ont été faites pour tenir compte de l'état actuel des connaissances et des techniques, en particulier en ce qui concerne les nouvelles techniques de compactage, les murs de soutènement en terre armée, la résistance des pieux aux efforts horizontaux, les argiles gonflantes et le soulèvement des fonds de fouille, la technique du cloutage des sols, et surtout l'utilisation des géotextiles qui font l'objet d'une annexe complète illustrée de 12 figures.

Dans tout l'ouvrage, le lecteur trouvera les données essentielles de chaque sujet, mais aussi les références suffisantes pour permettre d'approfondir tel point particulier. Bien que ce cours pratique soit essentiellement destiné aux étudiants de troisième cycle et aux élèves des grandes écoles, il sera lu avec profit par les ingénieurs débutants, que leur carrière les conduise sur le chantier ou dans un bureau d'études. Il peut aussi rendre des services aux techniciens supérieurs, car les chapitres d'application sont d'un niveau mathématique très élémentaire.

Problèmes pratiques de mécanique des sols et de fondations

G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou

Préface de **J. Kerisel**

Dunod, 2^e édition, 1983

Tome 1: Généralités. Plasticité. Calcul des tassements. Interprétation des essais in situ.

352 pages, 15,5 × 24, broché, 228 FF, I.S.B.N. 2.04.015497.3

Tome 2: Calcul des soutènements et des fondations. Stabilité des pentes.

256 pages, 15,5 × 24, broché, 186 FF, I.S.B.N. 2.04.015536.8

La connaissance des propriétés des sols est fondamentale pour la stabilité des constructions. Le calcul des

ouvrages d'art et des fondations, associé à des essais in situ, est indispensable pour éviter beaucoup d'accidents et de dépenses inutiles dues aux modifications de projets en cours d'exécution.

Au-delà du « Cours pratique de mécanique des sols » existant dans la même collection, l'ouvrage en deux volumes de G. Sanglerat, G. Olivari, B. Cambou, premier de ce type publié par des auteurs français, présente les solutions détaillées de 160 problèmes illustrés de nombreuses figures et tableaux, couvrant tout le domaine de la mécanique des sols et des fondations.

Y figurent les rubriques suivantes : propriétés physiques des sols (y compris la congélation de sol avec calcul d'un mur de glace), compressibilité et calcul des tassements, résistance au cisaillement, plasticité, calculs pratiques des ouvrages d'art : murs de soutènement, parois moulées et palplanches avec ou sans ancrages précontraints, talus, digues et barrages en terre (stabilité et débit de fuite), ainsi que murs de soutènement en terre armée. Des calculs de fondations superficielles et fondations profondes dans différents types de sol, y compris les argiles gonflantes sont également présentés.

Un chapitre complet est consacré à l'interprétation pratique des essais in situ (pénétromètre statique,

pénétromètre dynamique, pressiomètre et standard pénétration test).

La plupart des problèmes ont été résolus en utilisant les unités légales actuelles (système M.K.S.A.), mais, parce qu'il s'agit d'ouvrages pratiques, certains exemples ont été volontairement traités en systèmes anciens ou en unités anglo-saxonnes (pouces, pieds, pieds carrés, livre par pied carré, livre par pied cubique, etc.), fort utiles aux ingénieurs qui ont à examiner des projets ou des rapports dans lesquelles figurent encore ces unités.

Cet ouvrage sera donc d'une grande utilité non seulement aux étudiants des écoles d'ingénieurs ou d'université qui abordent pour la première fois la mécanique des sols, mais aussi aux ingénieurs et praticiens de Génie Civil déjà chevronnés mais qui ont à traiter de ce sujet. Les spécialistes de mécanique des sols trouveront, quant à eux, des solutions à certains problèmes rarement présentées dans la littérature technique.

Cette seconde édition comporte dix nouveaux problèmes concernant particulièrement l'interprétation des essais de pénétration statique ou dynamique et du S.P.T., l'analyse du soulèvement en fond de fouille en milieu cohérent, et l'étude de stabilité de remblais sur sol mou.

Journées d'études

Le creusement de tunnels
en terrains meubles et aquifères
27 - 30 novembre 1984

Palais des Congrès de Lyon (France)

L'Association Française des Travaux Souterrains (A.F.T.E.S.) organise du 27 au 30 novembre 1984, au Palais des Congrès de Lyon, des journées d'études sur «Le creusement de tunnels en terrains meubles et aquifères (boucliers et revêtement)».

Le développement de méthodes nouvelles telles que celles adoptées pour la construction de la ligne D du métro de Lyon est l'occasion de faire le point sur les techniques modernes de creusement de tunnels dans les sols peu cohérents en présence d'eau.

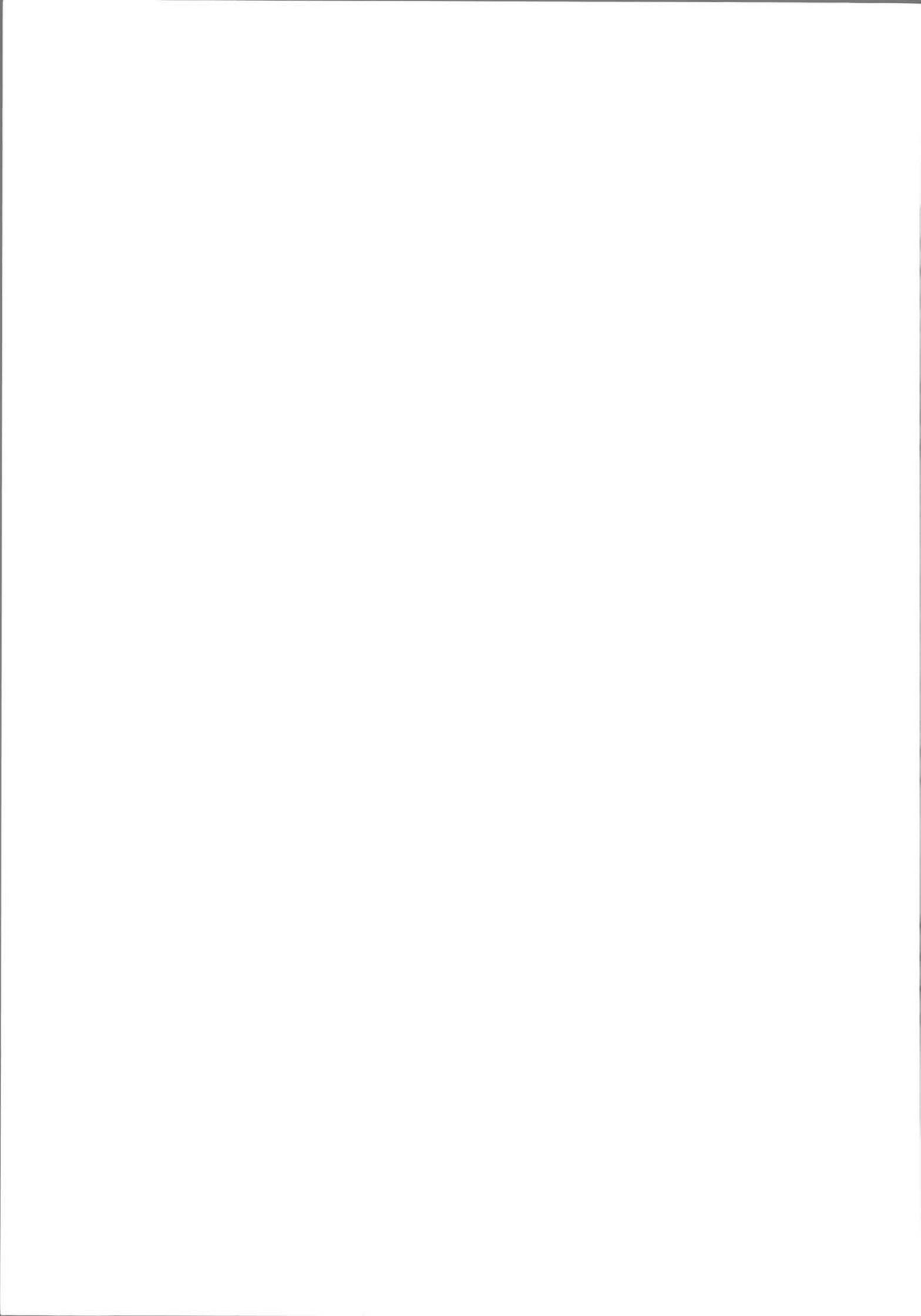
En vue de l'organisation de ces journées, les quatre thèmes principaux suivants ont été définis:

1. Creusement de tunnels par la méthode du bouclier à pression de boue.
2. Autres procédés de construction de tunnels en terrains meubles et aquifères.
3. Le marinage derrière bouclier.
4. Le revêtement des tunnels creusés au bouclier.

Les séances des journées d'études A.F.T.E.S. feront l'objet d'une traduction simultanée en français, en anglais et en allemand.

Toutes correspondances et demandes de renseignements pour l'organisation de cette manifestation peuvent être adressées à:

Journées d'Etudes A.F.T.E.S. - Lyon 1984
SEMALY
25, Cours Émile-Zola
69625 Villeurbanne Cedex



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 conditions 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. Eventuellement, 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

Figures sur 1 colonne :
largeur : 82 mm
hauteur maximum : 250 mm

Figures sur 2 colonnes :
largeur : 174 mm
hauteur maximum : 250 mm

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 x 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. Eventuellement, numéroter 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 portera un soin particulier à l'emploi des

accollades, 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).

TERZAGHI, 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 entre 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).

ROCOPLAN, J.-A. (1964). — « *Contribution à l'Etude 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). — *Etude 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.



ECOLE NATIONALE
DES
PONTS ET CHAUSSEES

LOUISIANA
STATE
UNIVERSITY

Colloque International / International Conference
renforcement en place des sols et des roches
in situ soil and rock reinforcement

PARIS 9 - 11 OCTOBRE 1984

Thème

Les constructions ont gagné des zones de plus en plus difficiles, jadis réputées inconstructibles. Le contact d'une superstructure rigide et d'un sol de qualité médiocre a toujours été un problème majeur de la mécanique des sols et des roches. Après l'invention de la terre armée, les techniques de renforcement se sont étendues aux sols en place.

L'objet de ce colloque international est l'étude du renforcement en place des sols et des roches par des inclusions résistantes.

Les thèmes traités seront :

- ouvrages de soutènement in-situ : clouage, systèmes à ancrages multiples, etc. ;
- stabilisation des pentes : clouage, pieux, etc. ;
- renforcement des sols de fondation : colonnes ballastées, micropieux, pieux stabilisés, pieux par injection, etc.
- renforcement des roches ;
- autres techniques.

Comité des Programmes / Programme Committee

Président / Chairman

J. KERISEL
Président d'Honneur de SIMECSOL, France
Past President of the ISSMFE

Membres / Members

A. ARMAN
Professor, Department of Civil Engineering,
Louisiana State University, USA

F. BAGUELIN
Directeur Technique,
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France

B. BROMS
Professor, Royal Institute of Technology (KTH), Suède

I. JURAN
Directeur Adjoint,
Centre d'Enseignement et de Recherche de Mécanique des Sols,
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

A. MCGOWN
Professor, University of Strathclyde,
Department of Civil Engineering, Grande-Bretagne

F. LIZZI
Directeur Technique, FONDEDILE SpA, Italie

J.K. MITCHELL
Professor and Chairman, University of California, Berkeley,
Department of Civil Engineering, USA

M. PANET
Directeur Scientifique,
Société Havraise des Pétroles (SIMECSOL), France

F. SCHLOSSER
Professeur
à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

H.E. WAHLS
Professor, North Carolina State University,
Department of Civil Engineering, USA

Secrétariat Scientifique / Scientific Secretariat

B. GAMBINI
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France

Information

Je désire recevoir des informations complémentaires sur la Conférence

Je désire m'inscrire

Nom _____ Prénom _____

Société _____

Adresse _____

Code postal _____ Ville _____

Pays _____ Tél. _____ Telex _____

Pour toute information, s'adresser :

COLLOQUE « RENFORCEMENT EN PLACE DES SOLS ET DES ROCHES »

ENPC / DFCAI 52 rue Madame 75006 Paris France Tél. (1) 544 73 80 Telex AENPC 201 955 F

