

Pt 15

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 29

110 F

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1984

**P**resses de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

*Directeur de la Publication* : B. Habib

*Président du Comité de Direction* : B. Hirsch

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

*Directeur du Comité de Rédaction* : P. Londe

*Comité de Rédaction* :

E. Absi - F. Bonnechère - C. Bordet - P. Duffaut - J. Goguel - J. Kérisel -

P. La Rochelle - G. L'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

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

**P**resses de l'école nationale des  
**Ponts et chaussées**

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 29

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1984

## sommaire

résumés	5
le renforcement des sols <b>F. Schlosser - H.M. Jacobsen - I. Juran</b>	7
fouille clouée de grande profondeur (usine E.D.F. de Ferrières-sur-Ariège) <b>F. Blondeau - E. Ledeuil</b>	35
comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales <b>E. Gaziev - A. Morozov - V. Chaganian</b>	43
étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro <b>F. Chapel - D. Lefebvre</b>	49
comportement des barrages en terre à noyau non saturé <b>R. Sinninger - E. Seker</b>	61
utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux <b>J.P. Troalen - M. Aboushook - J.P. Tisot</b>	75 
informations	85

## résumés

### le renforcement des sols

F. SCHLOSSER - H.M. JACOBSEN -  
I. JURAN

Le renforcement des sols est un des domaines récents de l'amélioration des sols. Il consiste à placer au sein du sol des inclusions résistantes passives qui peuvent être linéaires, planes ou composites. Ce rapport général traite successivement des phénomènes d'interaction entre le sol et l'inclusion, puis du comportement et du dimensionnement des ouvrages pour les principales techniques suivantes: clouage (soutènements et stabilisation de pentes), radiers de fondations et colonnes ballastées, qui ne représentent qu'une partie des techniques de renforcement. Il constitue à la fois un état des connaissances et un examen des communications présentées au congrès d'Helsinki. Une liste assez complète de références bibliographiques accompagne le texte.

### fouille clouée de grande profondeur (usine E.D.F. de Ferrières-sur-Ariège)

F. BLONDEAU - E. LEDEUIL

La fouille de l'usine hydro-électrique de Ferrières-sur-Ariège a été réalisée, pour des raisons économiques et de stabilité, dans les conditions suivantes:

— déblai sur 9 m de haut dans une terrasse alluvio-glaciaire;

— terrassement vertical sur 17 m dans du schiste fortement broyé, soutenu par un mur cloué.

L'apparition de fissures en cours de terrassements au droit d'une zone sensible a conduit à rajouter 10 tirants précontraints de 1 000 kN.

On présente l'analyse du projet et le suivi des principaux déplacements en tête du mur cloué.

### comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales

E. GAZIEV - A. MOROZOV -  
V. CHAGANIAN

On présente une nouvelle méthode d'étude de la résistance et de la déformabilité des roches sous contraintes triaxiales et déformations latérales contrôlées.

Une relation analytique est proposée pour la détermination de l'état limite des matériaux, et comparée aux premiers résultats expérimentaux et aux résultats d'autres auteurs.

Grâce à la conception spéciale du dispositif expérimental, il est possible d'obtenir les caractéristiques de résistance des roches à l'aide d'un seul échantillon.

### étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro

F. CHAPEL - D. LEFEBVRE

Il s'agit, dans cet article, de développer une méthodologie de recherche pour l'étude des vibrations induites par le métro. Celle-ci comprend la validation d'un code de calcul Eléments Finis par des essais in-situ après détermination des propriétés du sol grâce à des essais sismiques de type «cross-hole». Une fois définie la fonction de transfert entre la source et les points de mesure, on se propose de résoudre le problème inverse dont la solution est la modélisation de l'excitation imposée par le train. Il s'ensuit une étude des paramètres essentiels du problème dans lesquels on distingue le rôle prépondérant des propriétés du sol.

### comportement des barrages en terre à noyau non saturé

R. SINNINGER - E. SEKER

Les matériaux utilisés pour le noyau d'un barrage en terre sont le plus souvent dans un état de non saturation. Après la mise en place, leurs caractéristiques changent, à la suite de l'augmentation couche par couche du remblai, jusqu'à l'achèvement du barrage. A chaque arrêt des travaux et après leur achèvement, la consolidation continue à influencer les matériaux. Degré de saturation et autres propriétés des matériaux sont ainsi variables sur une longue période et leur interaction définit le comportement et la stabilité de l'ouvrage.

Une méthode de calcul permettant de respecter les propriétés du matériau non-saturé et de simuler la construction par un modèle mathématique est proposée. La méthode permet, entre autres, une estimation correcte des pressions interstitielles et donne une explication des pressions négatives observées à plusieurs reprises dans des noyaux.

### utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux

J.P. TROALEN - M. ABOUSHOOK -  
J.P. TISOT

Les sols argileux gonflants posent de nombreux problèmes tant du point de vue des désordres qu'ils entraînent dans les structures du génie civil que dans la compréhension même des mécanismes du gonflement. A partir de l'étude des paramètres physiques, chimiques et minéralogiques et d'essais de gonflement à la cellule triaxiale sur cinq matériaux gonflants provenant de la région urbaine du Caire (Egypte), les auteurs montrent que seule l'observation au microscope électronique à balayage des textures initiales et finales permet d'expliquer les mécanismes du gonflement. Ils montrent également le rôle essentiel joué soit par les textures initiales (argilites litées) soit par les modifications de texture (argilites massives) dans le mécanisme du gonflement.

## summaries

### soil reinforcement

F. SCHLOSSER - H.M. JACOBSEN -  
I. JURAN

Soil reinforcement is a recent field of soil improvement. It consists of placing in the soil linear, plane or composite resisting inclusions. In this general report the soil-inclusion interaction phenomena, then the behaviour and design of structures are successively presented. The report covers the following techniques which are only a part of the whole of the soil reinforcement techniques: soil nailing (retaining structures and slope stabilization), foundation rafts and stone columns. It includes a state of the art and a review of the papers submitted to the conference. Comprehensive recent references are listed.

### nailed excavation of high depth (plant at Ferrières-sur-Ariège)

F. BLONDEAU - E. LEDEUIL

The excavation of the hydro-electric power plant at Ferrières-sur-Ariège was made, for economical and stability reasons, in the following conditions:

- classical cutting, 9 m deep, in a alluvio-glacial terrace;
- vertical cutting, 17 m deep, in highly crushed shales, retained by a nailed wall.

As cracks appeared in a sensitive area, during the excavation, 10 active tiebacks (1 000 kN per each) were put in place in addition to the initial design.

An analysis of the design and measurement of the most significant displacements at the head of the nailed wall are presented here.

### experimental behaviour of rocks under triaxial strains and stresses

E. GAZIEV - A. MOROZOV -  
V. CHAGANIAN

A new method is presented for the study of rocks strength and deformability of rocks under triaxial stress conditions with lateral strain control.

An analytical relationship is proposed to determine the limit state of materials. It is compared to the experimental results and to results given by different authors.

Thanks to the special conception of the experimental apparatus it is possible to get all the strength properties of a rock through only one sample.

### experimental research and numerical model to study the vibrations induced by the subway trains

F. CHAPEL - D. LEFEBVRE

This paper deals with the development of a methodology of research to study the vibrations induced by the subway trains. It includes the validation of a Finite Element Computer Code through in-situ experiments after determination of the soil properties through «cross-hole» seismic tests. Once the transfer function between the source and the measurement point has been defined, it is proposed to solve the inverse problem which gives the excitation induced by the train. There follows a study of the essential parameters of the problem among which the preponderant role of the soil properties is emphasized.

### behaviour of dams with unsaturated core R. SINNINGER - E. SEKER

The materials used for dam core construction are in most cases in an unsaturated state. After placing, their characteristics changes as a consequence of the stepwise increase of the fill up to the achievement of the dam. At each interruption of the fill works and after their completion, the consolidation continues to influence the material properties. The degree of saturation and other properties of the core material are therefore changing over a long period and their interaction is determining for the behaviour and the stability of the dam.

A method is proposed which allows by means of a mathematical model the consideration of properties for unsaturated materials and the simulation of the construction procedure. The method permits, among others, a correct estimation of the pore pressures and explains the negative pore pressures observed on several occasions in dam cores.

### utilisation of the scanning electron microscope for the comprehension of swelling mechanisms of clay soils

J.P. TROALEN - M. ABOUSHOOK -  
J.P. TISOT

The swelling soils give many problems such the disorders in the constructions of civil engineering as in the comprehension of the swelling mechanisms. From the physical, chemical and mineralogical parameters studies of five swelling soils coming to the urban region of Cairo (Egypt) and their swelling characteristics in the triaxial cell, the authors show that only the observation with the Scanning Electron Microscope of the initial and final textures allow to make clear the mechanism of swelling and show the essential role play either by the initial texture (shales) or by the modifications of the texture (massive clays) in this mechanism.

# le renforcement des sols <sup>(1)</sup>

**F. SCHLOSSER**

Professeur de Mécanique des Sols, E.N.P.C.\*

**H.M. JACOBSEN**

Département de Génie Civil, Université d'Aalborg, Danemark

**I. JURAN**

Docteur

Centre d'Enseignement et de Recherches en Mécanique des Sols,  
E.N.P.C.\*

## 1. INTRODUCTION

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol.

Parmi les conférences internationales qui ont été consacrées partiellement ou totalement à l'amélioration des sols, celles qui ont traité du renforcement des sols sont les suivantes :

— Symposium international sur les argiles molles, Bangkok (1977);

— Symposium sur le renforcement des sols, Pittsburgh (1978);

— Conférence internationale sur le renforcement des sols, Paris (1979);

— 8<sup>e</sup> conférence européenne sur la mécanique des sols et les travaux de fondation, Brighton (1979);

— Conférence internationale sur la mécanique des sols et les travaux de fondation, Stockholm (1981);

— Seconde conférence internationale sur les géotextiles, Las Vegas (1982);

— Symposium international sur l'amélioration des sols et des roches, Bangkok (1982).

Le concept de sol renforcé a été utilisé pour la première fois par Henri Vidal, dans le cadre de la technique de la Terre Armée qu'il a inventée et développée au début des années 60. Ce concept a depuis été étendu, par d'autres auteurs, à des techniques variées telles que : micropieux, colonnes ballastées, colonnes en sol stabilisé, clouage des sols, Texsol, membranes, etc.

Selon le type d'inclusion utilisé, deux cas extrêmes peuvent être considérés dans le renforcement des sols :

1. Le cas de « l'inclusion uniforme » où les phénomènes d'interaction sol-inclusion peuvent se développer tout au long de l'inclusion.

2. Le cas de « l'inclusion composite » qui consiste en une inclusion renforcée en certains points particuliers

(1) Renforcement des sols : compte rendu du 8<sup>e</sup> congrès européen sur la Mécanique des Sols et les Travaux de Fondation. Helsinki, 23-26 mai 1983. A.A. Balkema, P.O. B.P. 1675, Rotterdam, Pays-Bas.

\* Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris.

où se concentre l'interaction sol-inclusion. Généralement, comme dans le cas des ancrages, ces points sont situés aux extrémités des inclusions.

Dans le cas d'une « inclusion uniforme », une densité de renforcement relativement élevée et uniforme conduira à un nouveau matériau composite appelé « Sol Renforcé ». Le comportement d'un « sol renforcé » peut être étudié sur un échantillon représentatif du nouveau matériau composite. Ce concept est illustré à la figure 1. La masse de terre armée est un matériau composite et ses propriétés mécaniques apparentes peuvent être établies à partir d'essais en laboratoire réalisés sur des échantillons représentatifs. A l'inverse, le « mur à échelle » inventé par Coyne, est un système multi-ancrages où l'interaction sol-inclusion est concentrée aux extrémités des tirants.

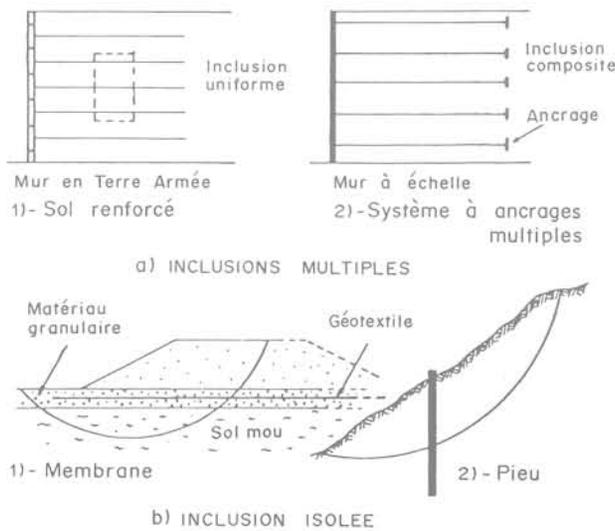


Fig. 1. — Types de structures en sol renforcé.

Ces considérations conduisent à la classification des systèmes sol-inclusions présentée dans le tableau I.

Tableau I

Type de renforcement	Uniforme	Composite
Densité du renforcement		
Multiple .....	Sol renforcé	Systèmes multi-ancrages
Isolé .....	Membranes Pieux	Ancrages

Trente-cinq des communications présentées à la présente conférence ont trait au renforcement des sols. Elles couvrent la plupart des systèmes de renforcement mentionnés ci-dessus et peuvent être classées en considérant les différentes techniques et applications mentionnées au tableau II ci-après.

Le présent rapport général résume les nouveaux aspects des connaissances actuelles et passe en revue les communications soumises à la conférence. Il décrit brièvement les différentes techniques et développe plus particulièrement les points suivants :

- interaction sol-inclusion ;
- comportement et méthodes de calcul ;
- études de cas et contrôle.

Le comportement et les méthodes de calcul sont traitées en considérant les différents types d'application : murs de soutènement, stabilisation des pentes, fondations superficielles renforcées, sol de fondation renforcé en place. La section traitant des fondations superficielles renforcées a été préparée par le co-rapporteur, Dr H.M. Jacobsen.

Tableau II

Classification	Sols renforcés						Multi-ancrage	Inclusion uniforme isolée
	Colonnes ballastées	Terre Armée	Clouage du sol	Micro-pieux	Multi-membrane ou multi-grillage	Systèmes spéciaux		
Techniques ou systèmes								
Application							Mur échelle	Membrane ou grillage isolé
Fondations .....	10	1			2	1		8
Murs .....		3	3	1			1	
Stabilisation des pentes			2					
2 communications ont trait à l'interaction sol-inclusion 1 communication a trait à l'application générale des géotextiles								

## 2. DESCRIPTION DES TECHNIQUES ET DE L'INTERACTION SOL-INCLUSIONS

### 2.1. Description des techniques et des principaux efforts

Les inclusions utilisées pour le renforcement des sols sont des éléments résistants qui sont en général soit linéaires, soit plans. Selon leur rigidité relative par rapport au sol, leur comportement est assez semblable à celui d'une poutre ou d'une plaque quand elles sont relativement rigides, et à celui d'un fil ou d'une membrane quand elles sont flexibles. En conséquence, les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de quatre sortes: traction, compression, flexion et cisaillement.

Le tableau III montre ces principaux efforts en considérant les divers systèmes de renforcement des sols. En fait, la mobilisation de ces efforts dépend d'un grand nombre de paramètres, dont la rigidité relative des inclusions, leur orientation, leur densité, la structure géométrique, le procédé de construction, les propriétés mécaniques des inclusions et du sol, etc.

Ainsi que le montre le tableau III, la plupart des techniques utilisables peuvent être classées dans les systèmes de renforcement des sols. C'est pourquoi, ces systèmes seront plus particulièrement décrits, en tenant compte des différents champs d'application.

Lorsqu'il s'agit d'améliorer les sols de fondation, les techniques de renforcement des sols communément utilisées sont:

— **Les colonnes ballastées.** Cette technique est utilisée dans les sols mous; l'inclusion de renforcement est une colonne verticale en sable, gravier ou agrégats fortement compactés. En général, la mise en place de la colonne comporte deux phases principales:

1. un tube ou un vibreur est enfoncé dans le sol jusqu'au niveau souhaité en refoulant le sol environnant;

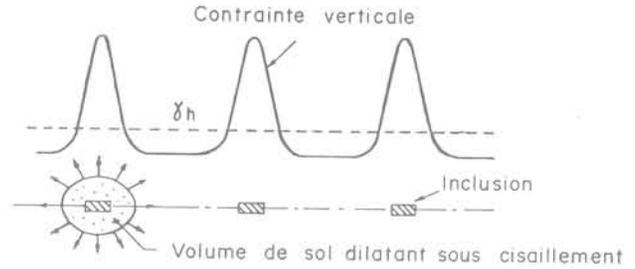


Fig. 2. — Mécanisme d'interaction sol-inclusion dans un sol dilatant.

2. le système est ensuite remonté progressivement pendant que la cavité est comblée par un matériau granulaire fortement compacté statiquement ou par vibrations.

Le rôle principal de la colonne est d'augmenter la résistance et le module du sol de fondation, en outre la colonne agit comme un drain vertical. Cette inclusion est relativement souple et résiste principalement à la compression. Cependant, lorsque les colonnes ballastées sont utilisées pour améliorer la stabilité du sol de fondation vis-à-vis d'un glissement général, elles améliorent aussi, de façon significative, la résistance au cisaillement du sol.

— **Les colonnes en sol stabilisé.** L'efficacité des colonnes ballastées a conduit au développement d'une technique assez proche qui consiste à créer des colonnes en sol stabilisé. Différentes méthodes ont été mises au point; elles comprennent: la stabilisation in situ à la chaux (Broms, 1975), la stabilisation in situ par injection (Yahiro et Yoshida, 1978), les pieux avec déplacement du sol par injection (Baker, 1981). Si on les compare aux colonnes ballastées, ces inclusions sont en général plus rigides et peuvent supporter à la fois de la compression, de la flexion et du cisaillement.

Tableau III. — Efforts majeurs dans les inclusions des systèmes de renforcement de sols

Système de renforcement	Sols renforcés								Inclusions multiples et composites		Inclusion isolée		
	Colonnes ballastées	Colonnes de sol stabilisé	Micro-pieux		Membranes ou grillages multiples	Clouage des sols (pentes)	Clouage des sols (soutènements)	Texsol	Mur à échelle	Ancrages multiples actifs	Membrane ou grillage	Pieu (pentes)	Ancrage
Effort majeur													
Traction .....			**	***	***		**	***	***	***	***		***
Compression .....	**	**	**										
Flexion .....		*	*			**	*					**	
Cisaillement .....	*	*	*			**	*					**	

— **Les micro-pieux.** Cette technique consiste à mettre en place dans le sol de petits pieux injectés. Chaque pieu est constitué d'une barre ou d'un tube de quelques centimètres de diamètre entouré de coulis sur toute sa longueur. Le diamètre total est d'environ 10 à 15 cm. Cette technique est utilisée depuis trente ans, principalement dans les sols de fondation, mais elle a aussi d'intéressantes applications pour la stabilisation des pentes, les ouvrages de soutènement et les reprises en sous-œuvre. Il s'agit d'inclusions plutôt rigides dans lesquelles les efforts mobilisés dépendent essentiellement de l'effet de structure du groupe de pieux. Les efforts principaux sont la traction et la compression.

Si l'on considère les ouvrages de soutènement, les techniques de renforcement du sol les plus couramment utilisées sont:

— **La Terre Armée.** Cette technique consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de grande résistance à la traction. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple; il est généralement constitué de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure on utilise des armatures en acier, relativement inextensibles vis-à-vis du sol de remblai et qui sont galvanisées pour empêcher la corrosion.

— **Les multimembranes et les grillages.** Le développement rapide de la Terre Armée a conduit récemment à utiliser toutes sortes d'inclusions dans les systèmes de renforcement des sols, y compris des membranes et des géotextiles. Ces derniers ne peuvent supporter que des efforts de traction. La principale différence entre l'acier ou les plastiques rigides et les géotextiles réside dans leur déformabilité qui a une influence significative sur les déplacements latéraux des structures. Bien qu'il y ait eu quelques tentatives d'utilisation des géotextiles dans des ouvrages de soutènement à parement vertical, ceux-ci sont plutôt utilisés pour renforcer des pentes de talus et des sols de fondation. Les grillages métalliques ou en plastique rigide sont utilisés avec efficacité pour limiter les déformations latérales des remblais.

— **Le clouage des sols.** C'est une technique de renforcement des sols in situ à l'aide de barres passives, soit scellées dans des trous de forage, soit simplement battues dans le sol. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement verticales et les efforts principaux sont la flexion et le cisaillement.

— **Le Texsol.** Cette nouvelle technique, inventée par LEFLAIVE (1982), consiste à renforcer un matériau de remblai granulaire à l'aide d'un ou plusieurs fils continus résistants à la traction.

Parmi les techniques que nous n'avons pas classées dans le renforcement des sols, il est intéressant de citer les murs à échelles, inventés en 1926 par COYNE. Il s'agit d'un système par ancrages multiples associé à un parement de faible épaisseur soit continu, soit en panneaux de béton. Les forces de tractions sont

constantes tout au long des tirants. L'interaction sol-inclusion est concentrée sur les ancrages à l'extrémité des tirants. Plus récemment, il a été développé des systèmes à ancrages multiples similaires (Terre Ancrée — MURRAY, 1981).

## 2.2. L'interaction sol-inclusions

Les efforts dans les inclusions des différents systèmes de renforcement des sols décrits ci-dessus résultent essentiellement de quatre sortes de mécanismes d'interaction:

- 1) frottement latéral le long des inclusions;
- 2) pression latérale sur les inclusions;
- 3) butée du sol sur les éléments transverses des inclusions composites;
- 4) pression latérale en butée sur les colonnes balastées.

### 2.2.1. Le frottement latéral

Le frottement latéral le long des pieux et des inclusions de renforcement a fait l'objet de nombreuses recherches et de synthèses (BAGUELIN et al., 1975; SCHLOSSER et GUILLOUX, 1981, etc.). Ces études ont montré que dans un sol granulaire dense le frottement sol-inclusion dépend d'un grand nombre de paramètres (caractéristiques de surface de l'inclusion, densité et propriétés mécaniques du sol, contrainte normale sur l'inclusion, etc.) dont plus particulièrement la dilatance du sol.

La figure 2 illustre le mécanisme sol-inclusion dans un sol dilatant. Comme l'a montré expérimentalement BACOT (1981) en utilisant une technique photométrique sur un modèle à deux dimensions, l'extraction d'une inclusion a pour effet de provoquer du cisaillement dans toute une zone de sol autour de l'inclusion. Le volume de cette zone dépend principalement de l'état de surface de l'inclusion. Dans un sol granulaire dense, cette zone en cisaillement tend à se dilater, mais le changement de volume en est empêché par le sol environnant, ce qui conduit à une augmentation des contraintes normales sur l'inclusion.

Cette augmentation de la contrainte normale sur l'inclusion a été montrée expérimentalement par WERNICK (1978), qui a réalisé des essais de traction sur des tubes cylindriques en acier (2,5 m de long et 5 à 10 cm de diamètre) et mesuré à l'aide de cellules les contraintes de cisaillement  $\tau$  et les contraintes normales  $\sigma$  sur les tubes. Ces derniers étaient placés dans une cuve cylindrique remplie de sable compacté ( $\gamma_d = 17,1 \text{ kN/m}^3$ ). La figure 3a montre un chemin de contraintes typique au cours d'un essai d'arrachement (chargement et déchargement). Partant de  $K_0$ , l'état des contraintes atteint rapidement l'équilibre limite puis la contrainte normale augmente jusqu'à une valeur représentant environ 8 fois la valeur initiale. A la rupture, par suite d'un effet de radoucissement, il y a décroissance de la contrainte de cisaillement. Le chemin des contraintes en déchargement montre qu'il n'y a pas de dilatance résiduelle et que l'on revient pratiquement à l'état initial. Dans le but d'étudier cet effet de la dilatance, GUILLOUX et SCHLOSSER

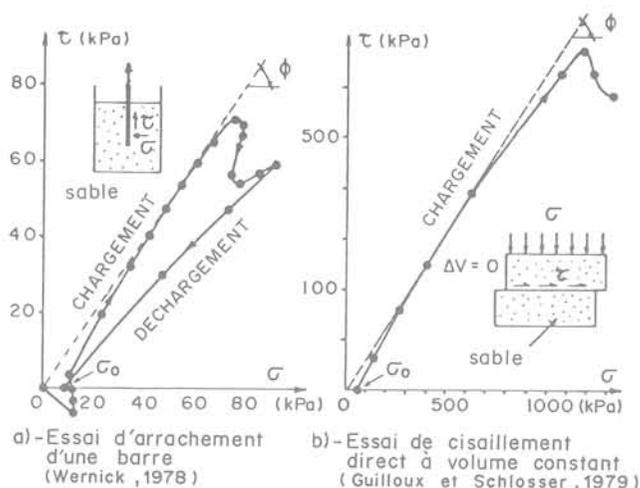


Fig. 3. — Effet de la dilatance empêchée dans un sol granulaire dense.

(1979) ont analysé des résultats d'essais de cisaillement direct, à volume constant, sur du sable compacté ( $\gamma_d = 17,3 \text{ kN/m}^3$ ). Comme le montre la figure 3b, le chemin des contraintes au cours de ces essais est tout à fait semblable à celui représenté à la figure 3a.

Il est intéressant de noter que l'essai de cisaillement direct à volume constant représente le cas extrême d'une dilatance totalement empêchée alors que dans l'essai d'arrachement une variation de volume limitée est possible. C'est pourquoi l'état limite des contraintes dans l'essai de cisaillement direct à volume constant correspond à la valeur de l'angle de frottement mesuré à l'état critique  $\phi_{cv}$  tandis que l'état limite dans l'essai d'arrachement est caractérisé par la valeur de  $\phi$  au pic de la courbe effort-déformation. Il est également intéressant de noter que l'augmentation de la contrainte normale dans cet essai est plus grande que dans l'essai d'arrachement ( $\sigma = 14 \sigma_0$ ).

La communication de KOIRUMAKI (congrès d'Helsinki) analyse les effets de la dilatance sur l'angle de frottement sol-inclusion entre un sable, compacté à différentes densités, et des plaques d'aluminium. L'auteur a réalisé une série d'essais de cisaillement direct à contrainte normale constante. A partir de considérations énergétiques, il a montré que la part de l'angle de frottement due à la dilatance décroît en même temps que croît la contrainte normale. Il faut noter cependant que les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ne sont pas représentatifs du phénomène complexe de la dilatance empêchée telle qu'il se produit autour des inclusions résistant à la traction.

En fait, comme l'ont montré tant les essais en laboratoire sur modèles réduits que les expériences grandeur nature, les effets de la dilatance décroissent avec la contrainte normale. On a ainsi été amené à définir un coefficient de frottement apparent  $\mu^*$ , qui est le rapport de la contrainte de cisaillement maximum le long de l'inclusion à la contrainte normale initiale  $\sigma_0$ :  $\mu^* = \tau_{max}/\sigma_0$  (SCHLOSSER et GUILLOUX,

1979). Ce coefficient de frottement apparent dépend fortement de la dilatance du sol. Il peut atteindre des valeurs qui sont très supérieures à la tangente de l'angle de frottement interne du sol. Par ailleurs sa valeur diminue lorsque la contrainte normale augmente.

GIGAN et CARTIER (congrès d'Helsinki) ont réalisé des essais d'extraction sur des cornières métalliques battues et utilisées dans la construction d'un mur de soutènement en sol cloué. Ils ont montré que les valeurs du coefficient de frottement apparent découlant de ces essais sont en assez bon accord avec celles proposées par SCHLOSSER et GUILLOUX pour le calcul des murs en Terre Armée. Il faut cependant noter que, dans le clouage des sols, la contrainte normale initiale sur l'inclusion est difficile à déterminer en raison de paramètres variables comme la géométrie du mur et l'inclinaison des inclusions. C'est pourquoi il a été proposé (SCHLOSSER, 1983) d'utiliser plutôt pour le dimensionnement la valeur de la contrainte de cisaillement limite le long de l'inclusion ( $\tau_{max} = \mu^* \cdot \sigma_0$ ) qui est à peu près constante quelle que soit la profondeur ainsi que l'ont montré différents auteurs et comme l'ont confirmé les observations de CARTIER et GIGAN (fig. 4).

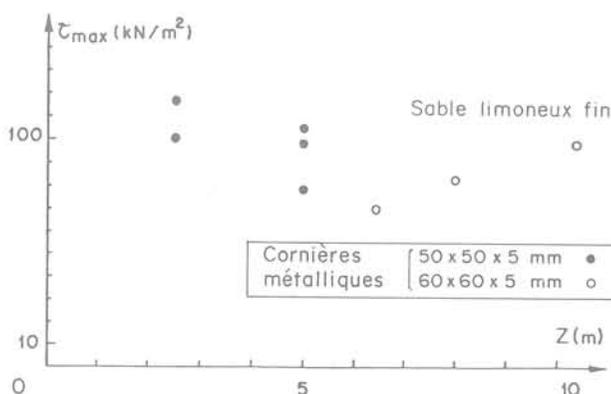


Fig. 4. — Valeurs de la contrainte de cisaillement limite le long de barres (d'après Cartier et Gigan, 1983).

La figure 5 montre qu'il suffit d'un déplacement relativement faible (quelques millimètres) pour mobiliser la contrainte de cisaillement limite le long d'inclusions lisses. Ce résultat est en accord avec les observations faites tant sur les pieux que dans la Terre Armée. Mais il faut se rappeler que la mobilisation du frottement sol-inclusion dans les sols granulaires compactés dépend du volume de la zone en dilatance autour de l'inclusion et en conséquence de l'état de surface de l'inclusion. Ainsi, dans le cas d'armatures nervurées (fig. 5b) il faut un grand déplacement, de l'ordre de 5 à 10 cm, pour obtenir la valeur de pic.

2.2.2. Pression latérale sur l'inclusion

C'est lorsqu'une inclusion relativement rigide est soumise à des efforts de flexion dans une zone de sol en cisaillement que se développent des pressions

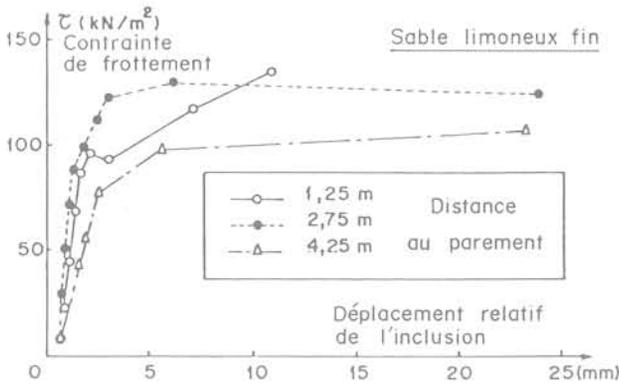


Fig. 5a. — Mobilisation du frottement lors d'essais d'arrachement de tubes battus (Cartier et Gigan, 1983).

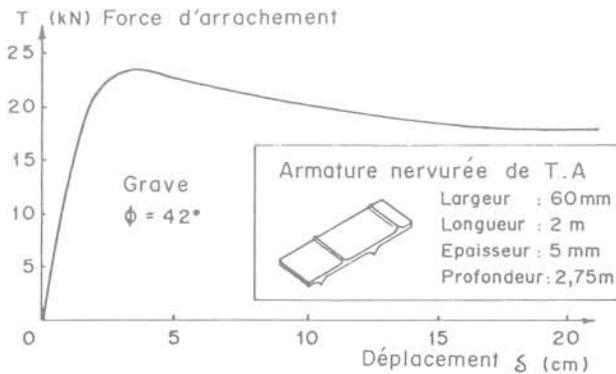


Fig. 5b. — Essai d'arrachement d'une armature nervurée de Terre Armée (Schlosser et Guilloux, 1979).

latérales sur l'inclusion. Deux états différents doivent être considérés :

1. d'une part, les pressions latérales exercées par le sol lorsqu'un équilibre statique est atteint ;
2. d'autre part, les pressions latérales exercées par le sol lorsqu'on utilise des inclusions pour ralentir la vitesse de déplacement d'une pente en cours de glissement.

Le développement de pressions latérales en conditions statiques a été largement étudié dans le cas de pieux soumis à des chargements horizontaux (BRINCH HANSEN, 1961; MATLOCK et REESE, 1960; MÉNARD, 1962; BROMS, 1967; BAGUELIN et JÉZÉQUEL, 1972). Les expérimentations et les analyses théoriques ont montré que le concept de courbe de réaction locale, liant la pression  $p$  sur le pieu au déplacement relatif  $y/R$  ( $R$ : rayon du pieu), est valable à condition que la flexion du pieu déformé ne soit pas trop grande. La figure 6 montre une courbe de réaction expérimentale qui donne les valeurs initiale et sécante du module du sol  $E_s = 2k_s R$  ( $k_s$ : coefficient de réaction) et qui est limitée par la pression ultime  $p_u$ . Ces deux paramètres ne dépendent que du sol et ne dépendent pas du pieu.

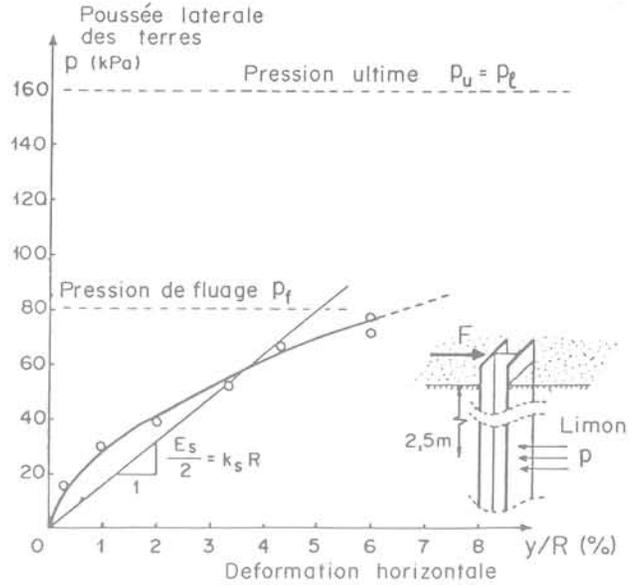


Fig. 6. — Courbe de réaction lors du chargement horizontal d'un pieu (Baguelin et Jézéquel, 1972).

Des courbes de réaction ont été proposées par différents auteurs, en particulier par MÉNARD (1962, 1969) et MATLOCK (1970). La prévision de MÉNARD est basée sur la courbe pressiométrique qui semble être en bon accord avec la courbe de réaction en raison de la similitude entre le phénomène d'expansion de cavité à l'intérieur d'un sol et le développement de pressions latérales lors de chargements horizontaux. On suppose que la pression ultime  $p_u$  est égale à la pression limite  $p_l$ . D'autres valeurs proposées pour  $p_u$  ne sont pas aussi facilement reliables aux paramètres mécaniques du sol; par exemple BROMS (1964) donne la formule suivante :

Sol sans cohésion:  $p_u = p_o \cdot 3 \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

Sol cohérent:  $p_u = 9c_u$

La similitude entre la courbe pressiométrique et la courbe de réaction suggère que la déformation  $y/R$ , correspondant à la pression ultime  $p_u$ , devrait être très élevée et de l'ordre de 100 %. En fait, les grandes déformations dues au développement de zones plastiques autour des pieux commencent approximativement lorsque  $p = p_f$ , ce qui correspond à une valeur de déformation relativement faible ( $y/R = 5$  à 10 %).

BAGUELIN et JEZEQUEL (1982) ont montré expérimentalement que la pression latérale  $p$  est essentiellement due à la réaction du sol à l'avant du pieu et que seule une petite partie correspond à la réaction à l'arrière et au frottement sur les deux faces latérales.

Il faut noter que l'on atteint difficilement la pression ultime  $p_u$  dès que le diamètre de l'inclusion dépasse 2 à 3 cm compte tenu du déplacement relativement grand (1 à 1,5 cm) que cela implique. De plus, les expérimentations sur des pieux ont montré que la méthode de mise en place, en perturbant le sol autour

du pieu, a une grande influence sur le module du sol  $E_s$  et donc sur le déplacement nécessaire pour mobiliser la pression ultime  $p_u$ .

**Fluage du sol.** Les poussées latérales qui se développent sur des inclusions relativement rigides utilisées pour stabiliser des pentes instables en mouvement dépendent essentiellement de l'état du sol dans le voisinage immédiat de la surface de glissement potentielle. Lorsqu'il y a fluage du sol, le rôle principal de l'inclusion est de réduire le taux de distorsion  $\dot{\gamma}$  dans la zone de cisaillement. Comme on le verra plus loin, la poussée latérale mobilisée à l'interface sol-inclusion dépend à la fois du gradient  $d\dot{\gamma}/dz$ , du taux de distorsion dans la zone de cisaillement et de la valeur de  $\dot{\gamma}$ . On peut donc pour décrire ce mécanisme d'interaction utiliser la loi d'écoulement plastique du sol proposée par LEINENKUGEL (1976) et considérée par WINTER et al. (conférence d'Helsinki). Selon cette loi, la contrainte de cisaillement ultime  $\tau_l$  dans la zone de cisaillement est liée au taux de distorsion ( $\dot{\gamma}$ ) par ce qu'on appelle l'indice de viscosité  $I_{v_0}$ , suivant l'expression :

$$\tau_l = c_u (\dot{\gamma}_0) [1 + I_{v_0} I_n \left( \frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_0} \right)]$$

où :  $c_u (\dot{\gamma}_0)$  représente la cohésion non drainée correspondant à un taux de distorsion de référence  $\dot{\gamma}_0$ . L'indice de viscosité peut être déterminé à partir d'essais de cisaillement triaxiaux non drainés sur des échantillons de sol saturés et consolidés.

En diminuant le taux de distorsion du sol, l'inclusion réduit la contrainte de cisaillement ultime  $\tau_l$  mobilisée dans la zone de cisaillement. Si l'on considère une couche représentative d'épaisseur  $dz$  dans la zone de cisaillement, les équations de l'équilibre statique impliquent que, dans une pente non renforcée, la contrainte de cisaillement ultime  $\tau_l$  soit égale à la contrainte de cisaillement motrice  $\tau_0$ , alors que dans une pente renforcée la variation de la contrainte de cisaillement ultime  $\Delta\tau_l$  dans le sol au voisinage de l'inclusion doit être équilibrée par la poussée latérale sur l'inclusion. Sur un élément représentatif de l'inclusion (fig. 7), l'interaction sol-inclusion est alors décrite par l'équation suivante :

$$p \cdot B \cdot dz = d \tau_l \cdot S^{eq}$$

$$p = \frac{S^{eq}}{B} \frac{d\tau_l}{dz} = \frac{S^{eq}}{B} \frac{k}{\dot{\gamma}} \left( \frac{d\dot{\gamma}}{dz} \right)$$

avec :  $k = c_u (\dot{\gamma}) I_{v_0}$

dans laquelle  $d\tau_l$  est la variante moyenne de la contrainte de cisaillement limite sur la surface équivalente  $S^{eq}$  de l'inclusion, et  $B$  est le diamètre de l'inclusion.

Cette équation montre que localement la poussée latérale du sol, lorsqu'il y a fluage, dépend à la fois de  $d\dot{\gamma}/dz$  et de  $\dot{\gamma}$ .

**2.2.3. Butée du sol sur les éléments transverses des inclusions composites**

Les éléments transverses des inclusions composites peuvent être soit des plaques verticales, comme dans le cas des «murs à échelle», soit des barres transversales, comme dans le cas des grillages. Il se

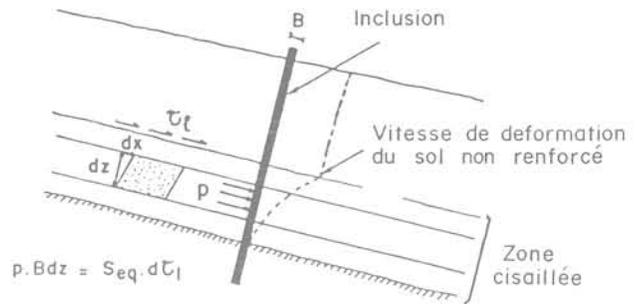


Fig. 7. — Pression latérale sur une inclusion dans une pente en mouvement.

contre ces éléments transverses une butée du sol dont le mécanisme est assez semblable à celui décrit dans le paragraphe précédent.

Il est cependant intéressant de connaître la distribution des efforts résistants dans un renforcement composite, et plus particulièrement la part prise par les éléments transverses (par butée du sol) et la part prise par les barres longitudinales (par frottement). Généralement, la part du frottement le long d'une barre longitudinale lisse, ancrée à son extrémité, est faible. Dans le cas des grillages, BACOT (1981) a montré que ce frottement est le phénomène principal tant que les valeurs du déplacement relatif sol-inclusion restent faibles (0,5 cm), et que la butée du sol n'est mobilisée que pour de grandes valeurs de ce déplacement. Il a réalisé des essais d'arrachement sur différents types de renforcements (grillages et barres) de 5 m de longueur, placés dans une grande cuve remplie de sable compacté. Les résultats en sont présentés à la figure 8. La force d'arrachement maximale est plus faible pour une barre lisse que pour une barre composite munie de très petits éléments transversaux de 2 cm de long, en raison de «l'effet de nervure» qui augmente le volume de sol en dilatance. On n'observe cependant aucune différence si la longueur des barres transversales est augmentée (fig. 8). Malheureusement tous les essais

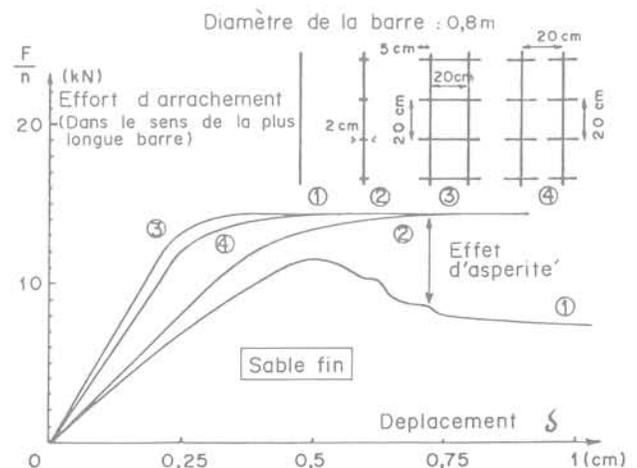


Fig. 8. — Essais d'arrachement de barres avec éléments transversaux (d'après Bacot, 1981).

d'arrachement ont été arrêtés à une valeur du déplacement en tête d'environ 1 cm. Un seul essai a été poussé jusqu'à de grands déplacements, mais sur un grillage de géométrie légèrement différente (deux barres longitudinales espacées de 15 cm et des barres transversales espacées de 20 cm) et avec un sol également différent (grave). La figure 9 montre bien les deux phases observées lors de l'arrachement d'un grillage: il y a tout d'abord le frottement et l'effet de nervure qui sont mobilisés pour un très petit déplacement (0,5 cm), ce qui correspond à un premier maximum dans la courbe force-déplacement; puis l'on constate une augmentation progressive de la force d'arrachement, ce qui correspond à la mobilisation de la butée du sol sur les barres transversales et donne lieu à un second maximum pour un déplacement de 25 cm.

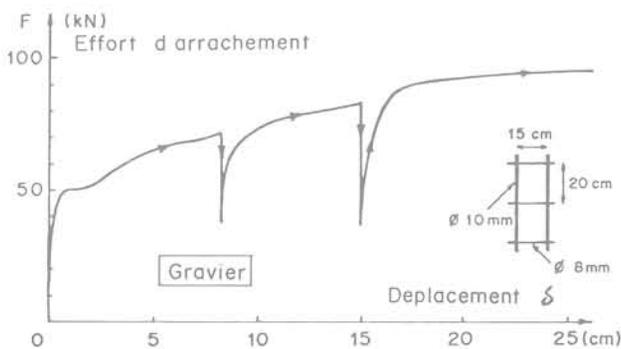


Fig. 9. — Essai d'arrachement d'un grillage (Bacot, 1981).

#### 2.2.4. Pression latérale en butée sur les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des inclusions qui peuvent supporter aussi bien la compression que le cisaillement. Elles sont en général utilisées en compression; leur déformabilité et leur résistance étant éventuellement fonction de la pression de confinement mobilisée dans le sol mou environnant.

L'interaction sol-colonne peut être considérée, en première approximation, comme un phénomène plan et dans lequel la pression de confinement  $q$  est une fonction de la déformation radiale  $\epsilon_r$  à l'interface. Dans le cas d'une colonne isolée dans un sol semi-infini la relation  $q = f(\epsilon_r)$  peut être approchée par la courbe pressiométrique (HUGUES et al., 1975). Dans la pratique, quand une fondation renforcée par des colonnes ballastées est uniformément chargée, l'effet de groupe modifie les conditions aux limites et impose une déformation latérale nulle à la périphérie de la zone tributaire de chaque colonne. Cette condition aux limites peut augmenter sensiblement la valeur de la pression de confinement mobilisée et a été utilisée par différents auteurs (PRIEBE, 1976; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) qui ont considéré le comportement d'une « cellule élémentaire » contenant la colonne et le sol tributaire environnant. En laboratoire ce comportement peut être étudié dans un œdomètre spécial à colonne centrale (ABOSHI et al., 1979) mais la

détermination de la relation  $q = f(\epsilon_r)$  nécessiterait l'utilisation d'un mini-pressiomètre à l'endroit de la colonne.

### 3. COMPORTEMENT DES OUVRAGES ET MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

#### 3.1. Ouvrages de soutènement

##### 3.1.1. Ouvrages de soutènement en sol renforcé

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé dépend beaucoup de la déformabilité et de la rigidité relative des inclusions. Parmi les techniques mentionnées précédemment, la Terre Armée représente le cas où les inclusions sont linéaires, inextensibles et complètement flexibles. Le comportement de ce matériau a déjà été étudié en détail tant sur des modèles réduits en laboratoires que sur des expérimentations en vraie grandeur. La figure 10 illustre les aspects caractéristiques du fonctionnement d'un mur en Terre Armée. Le lieu géométrique des points de traction maximale dans les armatures sépare une zone active, près du parement, d'une zone résistante à l'arrière du mur. Ce lieu, qui représente une surface de rupture potentielle, est très différent du classique plan de rupture de COULOMB derrière les murs de soutènement. La distribution des forces de traction maximales est aussi très différente de la répartition triangulaire de la poussée telle qu'elle résulte de la théorie de RANKINE. On peut expliquer ces différences en étudiant l'influence d'inclusions inextensibles sur les champs de contraintes (SCHLOSSER, 1969) ou de déformation (BASSETT, 1978) qui se développent dans le massif. Les inclusions limitent les déformations latérales du mur et maintiennent le sol de la zone active dans un état élastique ou pseudo-élastique. C'est la raison pour laquelle les forces de traction maximales dans la partie supérieure du mur correspondent à la pression latérale du sol au repos.

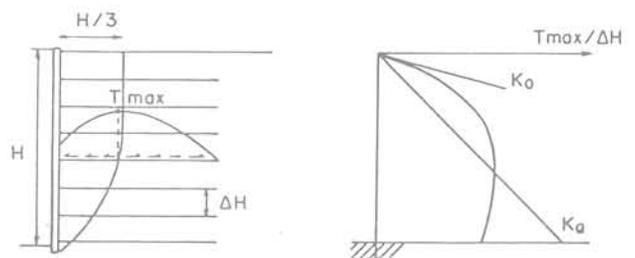


Fig. 10. — Comportement d'un mur de soutènement en Terre Armée.

Dans les murs en Terre Armée, les armatures sont habituellement en acier galvanisé. JOHN et PETLEY (conférence d'Helsinki) présentent des mesures de forces de traction dans les armatures en matière synthétique (paraweb) de deux murs en sol renforcé: le mur de Portsmouth (2,5 m de haut) et le mur de

Jersey (8 m de haut). Le paraweb est constitué de fibres de polyester enrobées de matière plastique. La contrainte admissible du paraweb est d'environ 200 MPa, soit du même ordre que la contrainte admissible dans l'acier qui est d'environ 160 MPa. Mais le paraweb est beaucoup plus déformable que l'acier, ce qui conduit naturellement à des déplacements latéraux des murs plus importants que dans le cas des murs classiques en Terre Armée.

La figure 11 montre la répartition des forces de traction maximales mesurées par JOHN et PETLEY. Dans la partie supérieure du mur, cette répartition est proche de la ligne  $K_a$  correspondant à la poussée de Rankine, ce qui suggère que la déformation latérale du mur a été suffisamment importante pour mettre le sol en état d'équilibre limite.

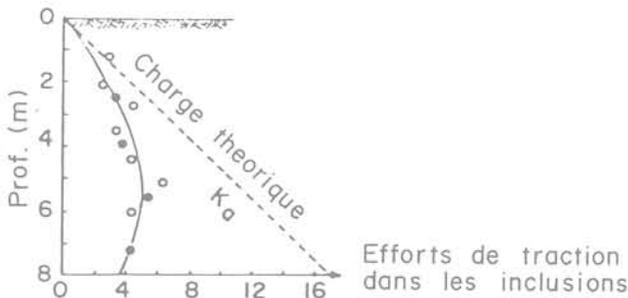


Fig. 11. — Forces de traction d'un mur en sol renforcé (John et Petley, 1983).

MARCZAL (conférence d'Helsinki) rend compte des résultats d'une expérimentation en vraie grandeur sur un mur en Terre Armée de 6 m de hauteur avec des armatures relativement inextensibles en fibres de verre enrobées de polyester. Les forces de traction mesurées sont plus grandes que celles calculées en considérant une répartition suivant la ligne  $K_a$ .

Dans le cas d'inclusions inextensibles, JURAN (1977) a développé une analyse théorique à l'équilibre limite et l'a utilisée pour les deux modes de rupture de la Terre Armée: la rupture par cassure des armatures et la rupture par défaut d'adhérence. Les méthodes de calcul actuelles des ouvrages en Terre Armée (SCHLOSSER et al., 1979) tiennent compte à la fois de ces résultats théoriques et des nombreuses observations sur des ouvrages en vraie grandeur.

Les ouvrages de soutènement réalisés in situ en utilisant la technique du clouage des sols présentent trois différences importantes avec les murs en Terre Armée:

1. le sol in situ possède généralement de la cohésion;
2. les inclusions, qui sont généralement des barres scellées dans des forages, présentent une certaine rigidité à la flexion, ce qui peut influencer sur le comportement de l'ouvrage;
3. la construction du mur se fait à partir du haut, en excavant, et il en résulte une histoire de chargement très différente.

Seuls, quelques résultats d'expérimentations ont été publiés (STOCKER et al., 1979; GÄSSLER et GÜDEHUS, 1981; SHEN et al., 1981) mais il y a eu de nombreuses observations partielles sur des ouvrages réels au cours de la décade passée. Ces résultats ont montré le développement de zones active et résistante au sein du sol renforcé. Bien que la ligne des tractions maximales soit en général difficile à déterminer, il semble qu'il y ait une certaine différence avec les murs en Terre Armée et ce en raison de certains facteurs parmi lesquels: un plus grand déplacement horizontal en tête, une cohésion du sol en place, une inclinaison des inclusions et du parement, etc.

CARTIER et GIGAN (congrès d'Helsinki) présentent une expérimentation en vraie grandeur sur un mur de soutènement en sol cloué de 5,5 m de haut à parement vertical. Les inclusions étaient des cornières battues inclinées de 20° sur l'horizontale et présentant une assez faible rigidité à la flexion (méthode hurpinoise). Le sol était un sable fin limoneux. La figure 12 montre les déplacements latéraux de l'ouvrage mesurés à l'inclinomètre; on voit clairement que les déplacements du parement sont très différents de ceux observés dans les murs en Terre Armée. Des résultats similaires ont été rapportés par GÄSSLER et GÜDEHUS (1981) et par SHEN et al. (1981). Ils indiquent que le mode de construction d'un mur en sol cloué entraîne de plus grands déplacements en tête du mur.

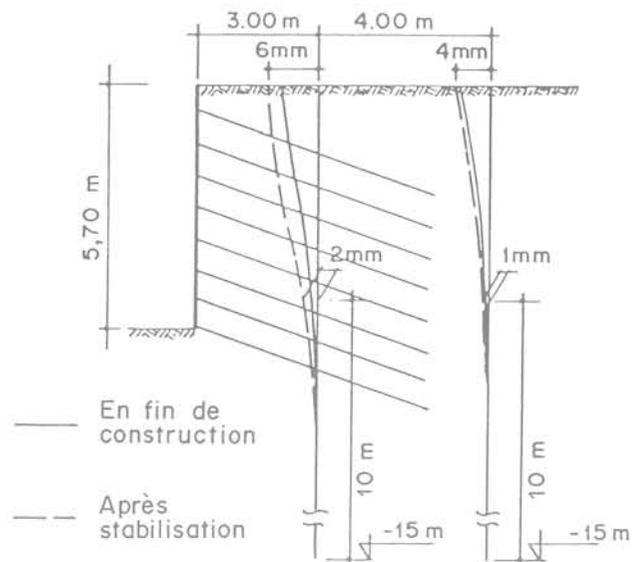


Fig. 12. — Déplacements horizontaux dans et derrière un mur en sol cloué (Cartier et Gigan, 1983).

GUILLOUX et al. (conférence d'Helsinki) rapporte le cas d'un mur de soutènement en sol cloué de 14 m de haut avec un parement légèrement incliné (pente 10/1). Le renforcement était constitué de barres scellées pratiquement horizontales. Le sol était une moraine compacte. Les forces de traction mesurées dans les barres montrent le développement d'une zone active et d'une zone résistante. Sous l'action du gel le gonflement du sol a entraîné une augmentation de

la poussée sur le parement et en conséquence les forces de traction ont évolué pour devenir maximales au parement.

GUILLOUX et al. présentent également une méthode de dimensionnement des ouvrages en sol cloué développée par Terrasol (SCHLOSSER, 1981). Cette méthode de calcul à l'équilibre limite considère quatre critères de rupture liés à la mobilisation des différents efforts dans le sol et dans les inclusions :

1. la rupture de l'inclusion due à l'effet combiné des efforts de traction, de cisaillement et de flexion;
2. la résistance au cisaillement du sol;
3. le frottement latéral le long de l'inclusion;
4. la pression latérale du sol sur l'inclusion. Les calculs sont faits par la méthode des tranches en considérant une surface de rupture circulaire.

La figure 13 montre le cas simplifié du premier critère, quand on néglige le moment de la flexion. La condition  $\tau < k$  (contrainte de cisaillement maximum dans le renforcement) conduit à l'expression suivante :

$$(N/R_n)^2 + (S/R_s)^2 < 1$$

où N et S sont l'effort normal et l'effort tranchant,  $R_n$  et  $R_s$  les résistances de la barre à la traction et au cisaillement.

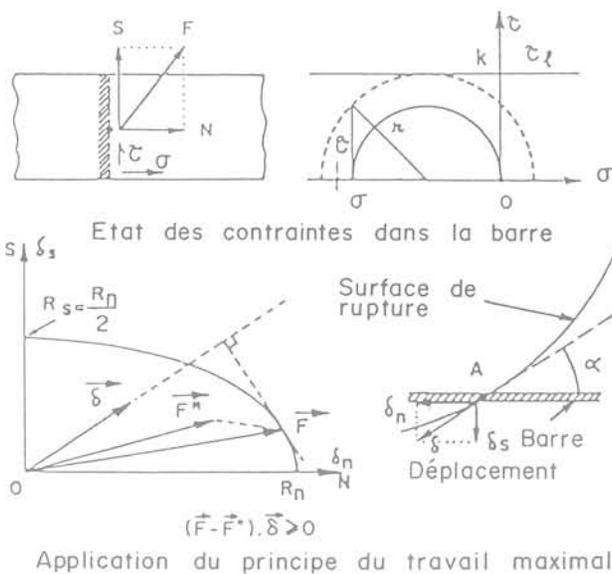


Fig. 13. — Détermination des efforts de traction et de cisaillement (Schlosser, 1983).

A la rupture, les forces de traction et de cisaillement mobilisées dans une barre sont déterminées en utilisant le principe du travail maximal comme indiqué à la figure 13. Ce principe donne :

$$(\vec{F} - \vec{F}^*) \cdot \vec{\delta} \geq 0$$

où  $\vec{F}$  est la force réelle dans la barre,  $\vec{F}^*$  une force virtuelle ne violant pas le critère de rupture et  $\vec{\delta}$  le déplacement de la barre, supposé égal au déplacement du sol au point de rencontre avec le cercle de rupture.

Le troisième critère relatif au frottement latéral peut être écrit :  $N < N_l$ , où  $N_l$  est la force d'arrachement de la portion de barre située au-delà de la surface de rupture.

Pour le quatrième critère il est nécessaire de tenir compte du moment de flexion. Cela conduit, dans le plan (N,S), à une surface d'écoulement nettement plus compliquée que l'ellipse correspondant au seul premier critère.

La méthode de dimensionnement a été calée sur de nombreux ouvrages en sol renforcé (SCHLOSSER, 1983) (murs avec barres flexibles, barres rigides, pentes stabilisées par des micro-pieux). Elle est normalement utilisée avec des coefficients de sécurité qui correspondent aux éléments suivants : acier travaillant à la limite élastique, frottement latéral limité à la moitié de sa valeur maximale, pression latérale du terrain limitée à la pression de fluage dans l'essai au pressiomètre, coefficient de sécurité de 1,5 pour la résistance au cisaillement du sol. Ces valeurs ont été choisies de manière à rendre tous les critères compatibles eu égard au champ de déplacements qui se développe dans le massif renforcé.

En parallèle avec ces méthodes de calcul déterministes, des approches statistiques sont actuellement développées en vue de surmonter les difficultés rencontrées lors de la détermination des paramètres de calcul et des coefficients de sécurité. Une telle approche probabiliste est présentée par GÄSSLER et GUDEHUS (congrès d'Helsinki) pour le calcul de murs de soutènement en sol cloué.

### 3.1.2. Murs à ancrages multiples

Le concept de mur à ancrages multiples a été considéré pour la première fois par COYNE en 1926 avec l'invention du « mur à échelle ». Des systèmes similaires ont été récemment développés (MURRAY, 1981; FUKUOKA, 1982; etc.). FUKUOKA a décrit une expérimentation en vraie grandeur sur un mur à ancrages multiples dont le parement était constitué d'un géotextile fixé à des éléments rigides verticaux. Le sol de remblai était du limon. Le renforcement du mur était assuré par des ancrages constitués de tirants reliés à des panneaux verticaux en béton (1 m x 1 m x 0,15 m).

La figure 14 montre la rotation des éléments verticaux du parement, la poussée du sol sur le parement et la pression du sol sur les plaques de béton, qui est légèrement supérieure à la pression latérale du sol au repos. Ces résultats montrent que, dans ce système de soutènement, le déplacement (rotation) du parement est suffisant pour atteindre l'état limite de poussée derrière le parement. Par contre on ne mobilise pas la butée sur les panneaux d'ancrage et la pression qui s'y exerce peut être calculée à condition de connaître la courbe de mobilisation des pressions active et passive du terrain (fig. 14).

CHABAL et al. (congrès d'Helsinki) présentent la construction d'un barrage de 21 m de haut construit suivant la technique du « mur à échelle ». Le parement aval du barrage était constitué par les panneaux

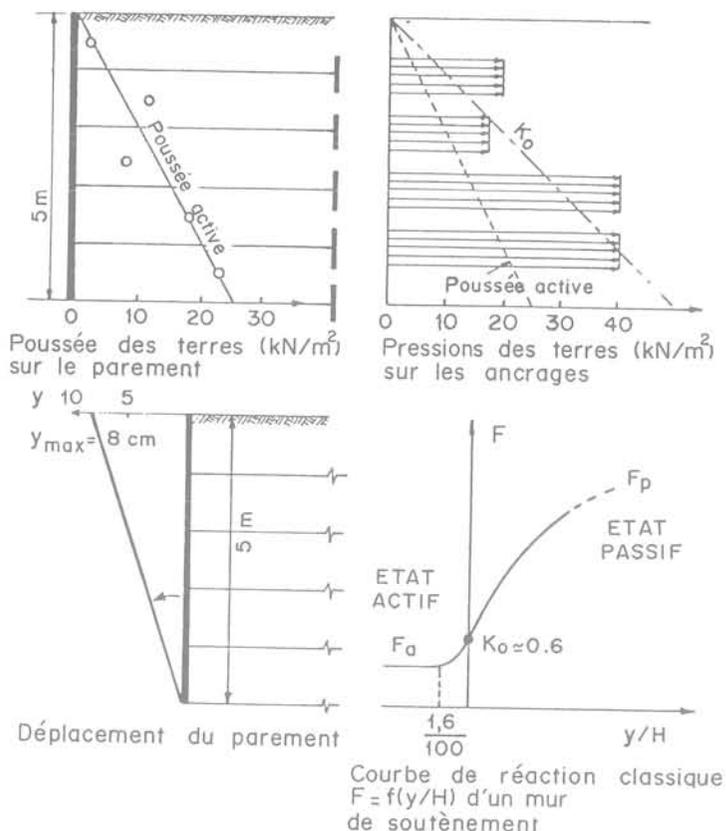


Fig. 14. — Comportement d'un mur à ancrages multiples (d'après Fukuoka et al., 1982).

d'ancrage. Des mesures ont montré que les forces de traction dans les tirants n'augmentaient pas linéairement avec le poids des terres et étaient inférieures aux prévisions. Cet ouvrage se comporte plutôt comme une structure à double parement; il est assez différent du mur classique à ancrages multiples. On peut raisonnablement s'attendre à ce que l'état des contraintes dans le sol soit proche de l'état  $K_0$ .

Il existe une technique similaire au clouage, mais dans laquelle les ancrages sont actifs, c'est-à-dire précontraints. Le procédé de construction des murs est semblable à celui des murs en sol cloué mais le comportement est relativement différent car les ancrages précontraints restreignent beaucoup les déplacements latéraux. Cette technique a été récemment utilisée pour la construction d'un ouvrage de soutènement de 30 m de hauteur qui a fait l'objet d'une expérimentation (KÉRISEL et al., 1981); mais elle ne sera pas traitée dans le présent rapport.

### 3.2. Stabilisation des pentes in situ

Quatre communications soumises à ce congrès traitent de la stabilisation des pentes in situ par clouage (JURAN et al.), par pieux (WINTER et GUDEHUS, CARTIER et GIGAN) et par micro-pieux (LIZZI). Le comportement de ces systèmes est discuté ci-dessous.

#### 3.2.1. Clouage

La stabilisation, par clouage, de pentes instables ou en mouvement consiste à placer des inclusions linéaires passives capables de résister à des moments fléchissants. Les inclusions sont des barres battues ou scellées qui sont mises en place le plus souvent verticalement et selon une répartition uniforme. Le comportement d'un tel système dépend de plusieurs paramètres dont: l'inclinaison des barres par rapport à la surface de rupture, leur densité, la rigidité relative des barres vis-à-vis du sol et l'état actuel du glissement (équilibre statique, vitesse de glissement, fluage, etc.).

L'effet de l'orientation du renforcement a été étudié par JEWELL (1980). Il a montré que l'intensité de la force de traction qui se développe dans une inclusion flexible au cours d'un cisaillement direct à la boîte dépend principalement de l'inclinaison de l'inclusion par rapport à la surface de glissement. L'augmentation maximale de la contrainte de cisaillement d'un échantillon de sable renforcé par des barres ou par un grillage est obtenue lorsque l'inclusion est orientée suivant la direction correspondant à l'extension maximale à la rupture dans l'échantillon de sable non renforcé. Lorsque l'inclusion est orientée dans la direction d'une déformation de compression, il peut en résulter une diminution de la contrainte de cisaillement du sol. La figure 15 montre les valeurs expérimentales et théoriques de l'augmentation de la résistance au cisaillement d'un échantillon de sable renforcé en fonction de l'angle d'inclinaison  $\theta$  de l'inclusion par rapport à la verticale.

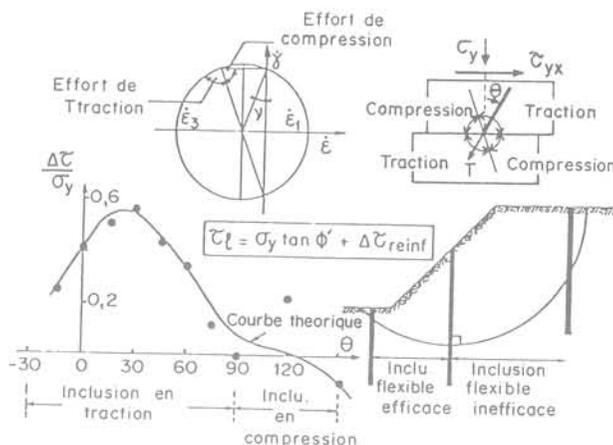


Fig. 15. — Augmentation de l'effort de cisaillement du sable  $\Delta\tau/\sigma_y$  en fonction de l'orientation de l'inclusion (Jewel, 1980).

JEWELL a également montré qu'il suffit d'un déplacement très faible pour mobiliser la résistance à la traction de l'inclusion et obtenir l'augmentation correspondante  $\Delta\tau$  de la contrainte moyenne de cisaillement le long de la surface de glissement.

Ces résultats laissent à penser qu'il serait inefficace de vouloir renforcer la partie supérieure d'une pente instable par des inclusions flexibles verticales, c'est-à-dire orientées suivant une direction en compression. Il

pourrait même en résulter une diminution de la contrainte de cisaillement mobilisée le long de la surface de rupture. Un tel raisonnement ne prend cependant pas en compte l'action des pressions latérales du sol sur les inclusions qui a pour effet de mobiliser la résistance à la flexion des inclusions.

L'influence d'une rigidité des inclusions a été étudiée expérimentalement en laboratoire dans des essais de cisaillement direct sur un sol limoneux renforcé par une rangée de barres d'acier verticales de diamètre variable: 8 à 12 mm (JURAN et al., 1981). Les résultats ont montré que:

1. la mobilisation progressive de la résistance à la flexion des barres donne au sol cloué une cohésion apparente  $C^*$ ;
2. le déplacement nécessaire pour mobiliser cette cohésion apparente est plus grand que celui nécessaire pour mobiliser le frottement sol-inclusion. JURAN et al. (congrès d'Helsinki) présentent une analyse par la méthode des éléments finis de ces essais de cisaillement. La figure 16 montre une comparaison entre la mobilisation théorique de la cohésion apparente globale  $C^*$  et les résultats expérimentaux. Les courbes présentent un coude pour un déplacement relatif d'environ 4%, coude qui traduit l'apparition d'une mise en plasticité du sol autour des barres. L'analyse aux éléments finis est en assez bon accord avec les résultats expérimentaux. Elle montre que la cohésion globale apparente du sol cloué est effectivement plus grande que celle correspondant à la somme des efforts tranchants mobilisés dans les barres. Cette différence est due à ce que la présence des inclusions modifie les champs des déformations et des contraintes dans le sol.

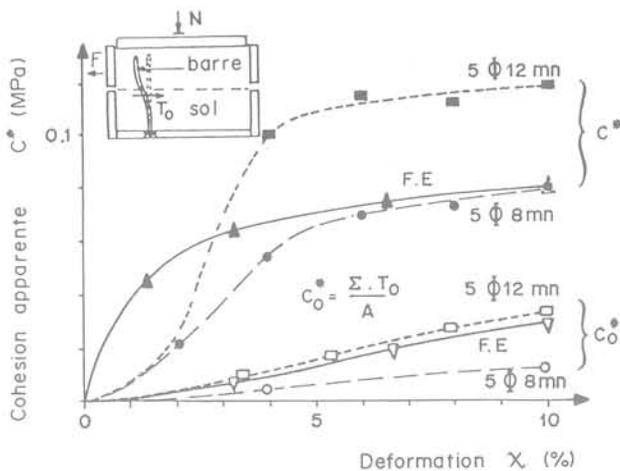


Fig. 16. — Mobilisation de la cohésion apparente dans un sol cloué (Juran et al., 1983).

FUKUMOTO (1974 et 1976) a rapporté des observations sur la stabilisation de pentes par clouage et plus particulièrement un essai de cisaillement in situ sur un massif de sol renforcé par deux pieux tubulaires en acier. Les résultats montrent une mobilisation de la résistance à la flexion des pieux semblables à celle décrite par JURAN et al.

Lorsque l'on utilise le clouage pour stabiliser une pente en mouvement, le comportement du massif cloué est gouverné par les propriétés de fluage du sol puisqu'il s'agit d'un écoulement visco-plastique. Il semble donc a priori différent du comportement du même massif cloué, mais en équilibre statique. ITO et MATSUI (1975) ont proposé deux approches pour analyser le problème de la pression latérale exercée par un sol en mouvement sur une rangée de pieux résistants en flexion. Ils ont considéré d'une part une déformation plastique du sol autour des pieux, et d'autre part un écoulement visco-plastique du sol autour des pieux. Les deux méthodes ont été appliquées pour prévoir les efforts exercés sur des pieux dans cinq sites différents; elles ont donné des résultats assez semblables qui correspondaient relativement bien aux observations expérimentales. Par ailleurs, dans la méthode de l'écoulement visco-plastique, l'effort sur chaque pieu augmente avec la viscosité et avec la vitesse de glissement du sol, mais ne varie pas beaucoup avec la limite élastique du sol considéré comme un solide de Bingham. Ces résultats indiquent que l'on peut, en première approximation, analyser et dimensionner le renforcement par clouage d'une pente en mouvement à partir de considérations pseudo-statiques. C'est ce qui a été proposé par WINTER et al. (congrès d'Helsinki) dans une méthode où la pression latérale exercée par le sol sur le pieu est calculée avec une cohésion non drainée variable en fonction de la vitesse de glissement.

La densité de clouage de la pente est également un paramètre important du comportement dans la mesure où il contrôle l'effet de groupe. Celui-ci a pour conséquence de faire participer le sol au renforcement, ce qui revient à considérer des inclusions apparentes plus épaisses constituées chacune par la barre et une partie du sol environnant. Ainsi l'effort total auquel résiste le groupe de barres est supérieur à la somme des efforts exercés par le sol sur chaque barre. Lorsque la densité est suffisamment forte, le sol cloué se comporte comme un monolithe. Mais cet effet de groupe, que l'on rencontre assez fréquemment en mécanique des sols, n'a pas encore été très étudié.

Les méthodes de dimensionnement actuelles des pentes clouées dans des conditions d'équilibre statique ne tiennent pas compte de l'effet de groupe. La méthode de Terrasol présentée par GUILLOUX et al. (1983) pour le calcul des murs de soutènement en sol cloué peut aussi être utilisée pour la stabilisation des pentes. CARTIER et GIGAN (1983) ont proposé une méthode qui prend en considération une surface de glissement circulaire et qui calcule l'accroissement du coefficient de sécurité dû aux moments et aux efforts tranchants mobilisés dans les inclusions. Pour calculer ces moments et ces efforts tranchants il est nécessaire de connaître le déplacement relatif de l'inclusion par rapport au sol et donc le champ initial des déplacements dans la pente en l'absence de tout renforcement. En dehors de quelques cas particuliers, la connaissance de ces déplacements est difficile et nécessite en général une analyse aux éléments finis.

Pour les pentes clouées en mouvement, WINTER et al. (1983) proposent une méthode de calcul pseudo-statique qui repose sur les principes décrits précédem-

ment (voir 2.2.2.). La pression latérale exercée par le sol sur chaque inclusion et correspondant à une diminution de la vitesse de glissement de  $V_1$  à  $V_2$  est donnée par la formule :

$$p = \lambda \cdot \frac{s}{h} \ln \frac{V_1}{V_2}$$

où  $s$  et  $h$  sont respectivement la section de l'inclusion apparente et la hauteur effective d'inclusion qui résiste à la pression latérale;  $\lambda$  est un paramètre qui dépend des caractéristiques de fluage du sol.

### 3.2.2. Pieux

On stabilise fréquemment les glissements de terrain par une ou deux rangées de pieux longs suffisamment rigides pour résister à de grands moments de flexion (YAMADA et al., 1971; FUKUMOTO, 1972; KÉRISEL, 1976; SOMMER, 1979). Le comportement de ce renforcement diffère de celui d'une pente clouée car la rangée de pieux constitue un écran relativement rigide et par suite un élément de discontinuité dans le champ des déplacements de la pente. Habituellement, les pieux sont placés au pied de la pente et il en résulte une stabilisation progressive, commençant par la partie la plus basse du glissement. Mais, comme dans le clouage des sols, la résistance à la flexion des pieux est un paramètre essentiel.

Trois types de méthodes de dimensionnement ont été développés.

La première (BRINCH HANSEN, 1960) considère un sol rigide plastique et suppose que la pression latérale du sol sur le pieu est entièrement mobilisée des deux côtés de la surface de glissement. Cette méthode est habituellement appliquée aux pieux très rigides.

La seconde est du type élasto-plastique. Elle a été proposée par JURAN et al. (1981), CARTIER et GIGAN (1983) et nécessite de connaître les déplacements du sol par rapport au pieu. Cette méthode est bien adaptée aux pieux assez flexibles.

La troisième, décrite par WINTER et al. (1983), est relative à la stabilisation des pentes en mouvement.

La première et la troisième méthode ont été utilisées par SOMMER (1979) dans son analyse d'une pente en mouvement stabilisée par une rangée de pieux rigides de 3 m de diamètre. Une couche d'argile de 10 m d'épaisseur glissait à une vitesse de 14 mm par mois. La figure 17 montre le calcul et les mesures de la pression latérale exercée par le sol sur les pieux. La résistance due aux pieux ne contribuait seulement que pour environ 5 % à la résistance totale au cisaillement le long de la surface de glissement (contrainte de cisaillement du sol + efforts tranchants dans les pieux), mais cela s'est avéré suffisant pour réduire la vitesse de glissement à environ 10 % de sa valeur initiale.

CARTIER et GIGAN (1983) ont utilisé, pour stabiliser une pente instable sous une voie de chemin de fer, des inclusions plus flexibles consistant en trois rangées de pieux forés en béton (40 cm de diamètre) renforcées par des profils métalliques H200. La pente glissait initialement à une vitesse de 10 cm par an. Les

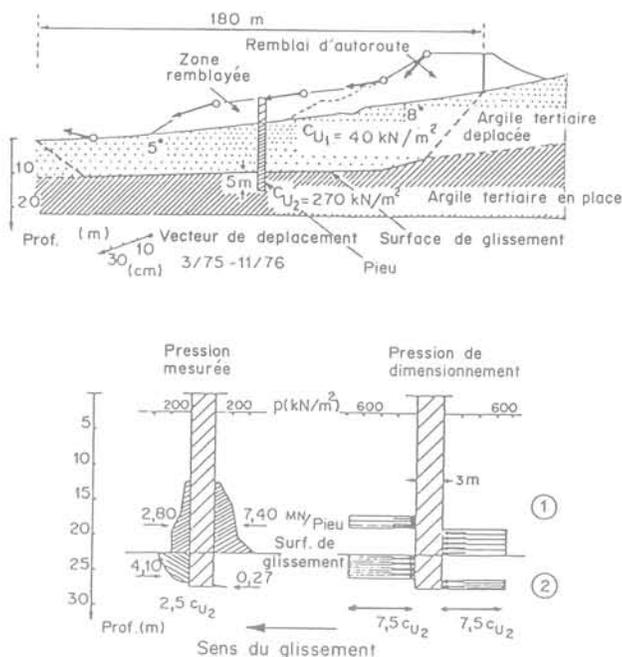


Fig. 17. — Stabilisation d'un glissement de pente (Sommer, 1979).

mesures de déplacements des pieux ont permis de calculer les efforts tranchants et les moments de flexion et ont montré qu'une augmentation d'environ 7 % du coefficient de sécurité était suffisante pour réduire la vitesse de glissement à 2,5 mm par an.

Il est intéressant de noter que dans les deux cas décrits ci-dessus, la pression latérale du sol sur le pieu était sensiblement inférieure à la pression de fluage du sol de l'essai pressiométrique.

### 3.2.3. Stabilisation des glissements de terrain par micropieux

Dans l'une des communications présentées à ce congrès, LIZZI décrit les nombreuses applications des micropieux à la stabilisation des pentes, aux soutènements et aux fondations. Pour la stabilisation des pentes, l'auteur distingue le cas des sols raides et celui des sols lâches. Dans le premier cas, les micropieux sont uniformément répartis le long de la pente afin de créer avec le sol un ensemble monolithe et cohérent jusqu'à une profondeur suffisante au-dessous de la surface de rupture critique. Dans le second cas, les micropieux sont concentrés en un réseau à la partie inférieure de la pente pour constituer un mur-poids in situ.

Il existe une différence essentielle entre ce système de micropieux et le clouage dans la mesure où le comportement des micropieux est très influencé par un effet de structure (LIZZI et al., 1979; SCHLOSSER et al., 1979) dû au liaisonnement particulier des micropieux en tête. L'interaction complexe sol-pieux est généralement suffisamment large pour créer un monolithe, mais ce point n'a pas été encore suffisamment étudié et explicité. C'est la raison principale pour laquelle les méthodes actuelles de dimensionnement ne

considèrent pratiquement que la stabilité externe des micropieux.

### 3.3. Les fondations superficielles renforcées

Six communications présentées à cette séance concernent l'influence d'un renforcement horizontal du sol sur la capacité portante des fondations superficielles. Nombre d'articles ont, pendant ces dernières années, traité de ce problème. Il serait possible de trouver une tendance générale du comportement d'une telle fondation en comparant tous ces articles, mais il est vraisemblable qu'une telle procédure s'avérerait difficile en raison de l'insuffisance de données réelles sur les travaux de recherche rapportés. Par exemple, les données sur la profondeur de la première couche de renforcement ou sur la densité du sable peuvent manquer; ou bien, l'angle de frottement mesuré à l'appareil triaxial peut être donné sans aucune information sur le niveau de contrainte moyenne, laquelle diffère beaucoup selon qu'il s'agit d'essais triaxiaux ou d'essais sur modèles réduits; ou bien encore, on ne donne aucune indication sur la capacité portante limite du même modèle réduit de fondation, mais non renforcé. Une autre difficulté résulte des différents critères de rupture qu'on peut utiliser, ainsi certains critères sont relatifs aux charges maximales alors que d'autres considèrent des charges correspondant à des valeurs de tassement bien déterminées. On présente ci-après une synthèse fondée sur des articles comportant suffisamment de données pour être correctement analysés.

#### 3.3.1. La capacité portante des fondations sur sable renforcé

Un intérêt tout particulier a été porté aux essais sur modèles réduits de fondations en sable renforcé. Ces modèles utilisent une à six couches de renforcement.

Le champ des déplacements a été en général très soigneusement étudié par des techniques photogrammétriques ou stéréo-photogrammétriques. La cuve d'essais est dans ce cas munie d'une paroi en verre épais qui permet la photographie ou bien l'on utilise plus simplement un modèle bidimensionnel avec la technique des rouleaux de Schneebeli. Le champ des déplacements sert à déterminer les lignes d'extension nulle ou les lignes d'extension principale. Ces dernières sont très importantes puisque c'est suivant leur direction que les inclusions sont les plus efficaces (ANDRAWES et al., 1978).

Le champ des déplacements dépend entre autres choses de la matière des inclusions. Avec les matières synthétiques qui ont normalement un frottement sol-inclusion plus faible que le frottement interne du sol, les déplacements ont tendance à suivre la surface des inclusions. Un grillage en acier peut avoir un frottement sol-inclusion égal au frottement interne du sol (ANDRAWES et al., 1978) et, dans ce cas, le sens du déplacement coupe les inclusions. Lorsque l'on utilise des inclusions flexibles (par exemple des géotextiles), il peut y avoir rupture du sol avant que les inclusions ne soient sollicitées. Dans ce cas, les lignes d'extension

nulle sont presque confondues avec les lignes caractéristiques des déformations telles qu'elles sont considérées dans la théorie de la plasticité. Les champs de déplacements observés sont en général en bon accord avec le schéma classique de rupture relatif à la capacité portante (figures 18 et 19). La théorie de la plasticité semble donc constituer un bon point de départ pour étudier la capacité portante d'un sol renforcé, tout au moins lorsqu'il s'agit de renforcements par inclusions flexibles. En l'absence d'une meilleure théorie, on peut également l'utiliser pour des renforcements rigides. Cependant, l'observation des déplacements dans la partie située au-dessus des inclusions (ANDRAWES et al., 1978) semble indiquer que la partie supérieure du sol doit être considérée comme une couche spéciale.

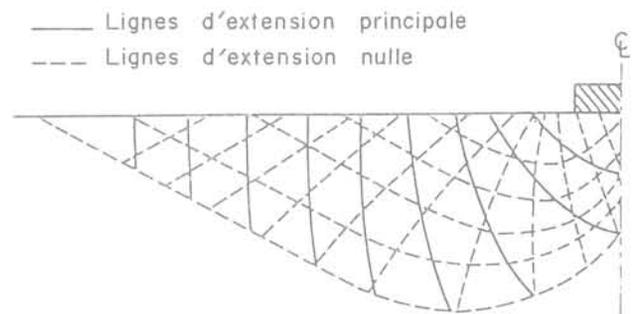


Fig. 18. — Schéma des trajectoires observées, des lignes d'extension principale et des lignes d'extension nulle pour une fondation sur du sable (Andrawes et al., 1983).

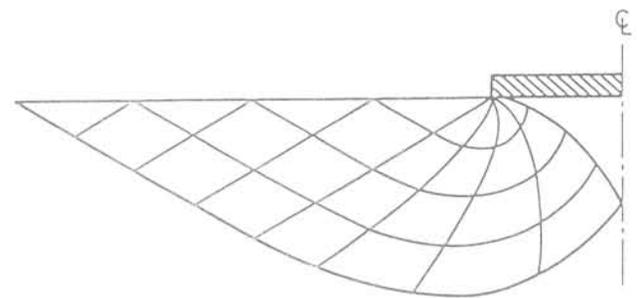


Fig. 19. — Schéma de rupture pour la capacité portante d'une fondation sur du sable (d'après Lundgren et Mortensen, 1953).

Des exemples de mauvais emplacements des inclusions sont mentionnées dans plusieurs articles et la figure 20 montre les champs de déplacements correspondants. Dans la figure 20a l'inclusion a une surface relativement lisse qui favorise le glissement entre le sable et l'inclusion, ce qui réduit la capacité portante par rapport à celle du sol seul (ANDRAWES et al., 1978). Sur les figures 20b et 20c on a placé des inclusions trop courtes dans la zone des lignes d'extension principale. A la figure 20d, c'est un grillage en P.V.C. qui a été utilisé dans un essai sur modèle réduit; bien que le champ des déplacements paraisse très différent de celui du sable seul, les capacités portantes obser-

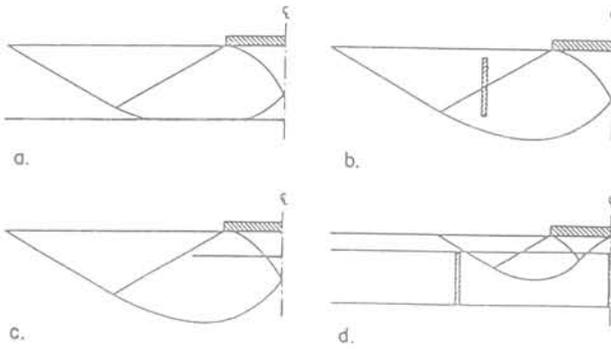


Fig. 20. — Exemples de mauvais emplacements pour des inclusions résistant à la traction.

vées sont pratiquement égales, comme on pouvait le prévoir en utilisant la théorie de la plasticité.

L'emplacement optimal (c'est-à-dire celui qui donne le facteur d'amélioration le plus élevé sur la capacité portante ultime ou résiduelle) d'une couche de renforcement unique et horizontale a été étudié dans quelques articles (tableau IV). L'amélioration maximale est obtenue quand l'inclusion est située à une profondeur de 0,25B à 0,5B, ou B est la largeur de la fondation. La longueur optimale de l'inclusion dépend par contre du matériau utilisé. Des inclusions extensibles transmettent leurs contraintes au sol sur une surface limitée et la largeur optimale L s'avère être  $L = 5B$  (FRAGASZY et al., 1983). Des inclusions rigides, par exemple en acier, nécessitent une plus grande longueur d'ancrage (McGOWN, 1979). L'influence du nombre de couches a été étudiée par de nombreux auteurs (tableau II). Deux ou trois couches ont un effet favorable sur la capacité portante même avec un espacement vertical Z de 0,5 à 0,75 B.

Le résultat le plus important de toutes ces études, c'est que le ou les facteurs d'amélioration dépendent du nombre de couches, de l'espacement vertical entre les couches, de la profondeur de la couche supérieure, de la résistance du sol, de la matière des inclusions, etc. Il semble donc difficile d'avoir une idée générale simple sur le mécanisme du renforcement ou tout au moins de faire une comparaison valable entre toutes ces études.

Dans l'un des articles présentés, DENVER et al. (1983) proposent d'utiliser la théorie de la plasticité sous sa forme la plus simple pour calculer l'influence d'un grillage en P.V.C. Cette idée peut être retenue pour analyser les résultats d'essais avec des couches de renforcement horizontales, en introduisant un angle de diffusion  $\alpha$ .

Considérons tout d'abord le cas d'une seule couche de renforcement. Cette couche et le sable sus-jacent sont supposés constituer un matériau homogène plus résistant que le sous-sol. La rupture se produit lorsque la fondation atteint le sous-sol après avoir pénétré la couche de renforcement. Les contraintes verticales dans la couche de sable supérieure sont alors supposées se diffuser avec un angle  $\alpha$  par rapport à la verticale (fig. 21). La fondation apparente correspondante au niveau du sous-sol a une largeur  $B^*$  qui est donnée par :

$$B^* = B (1 + 2 \operatorname{tg} \alpha D/B)$$

et une capacité portante que l'on peut exprimer ainsi :

$$q^* = \frac{1}{2} \gamma B^* N_{\gamma} s_{\gamma} + \gamma (\delta + D) N_q s_q d_q$$

où  $\gamma$  est la densité du sable,  $N_{\gamma}$  et  $N_q$  les coefficients de capacité portante,  $s_{\gamma}$  et  $s_q$  les coefficients de forme,  $d_q$  le coefficient de profondeur, et où  $\delta$  est le tassement à la rupture. On suppose qu'il n'y a pas de surcharge à la surface du sable et que la charge sur la fondation est verticale.

Tableau IV. — Renforcement par une couche unique et horizontale d'inclusions. Sol de fondation : sable

Andrawes McGown Wilson-Fahmy 1983	Geotextile, non tissé	$u/B$	0,125	0,250	0,500	0,750	1,00	
	Sable : $n = 0,34$  Modèle : $L = \infty - B = 0,12 \text{ m}$	$q/\gamma B$	250	335	330	310	270	235
		$\delta/B$	0,16	0,19	0,21	0,20	0,18	0,14
		$\phi$	48°					
		$\operatorname{tg} \alpha$		0,33	0,00	- 0,16	- 0,22	- 0,24
Vanisek 1983	Geotextile, tissé	$u/B$	0,375	0,75	1,125			
	Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ (?)  Modèle : $L = \infty - B = 0,04 \text{ m}$	$q \text{ kN/m}^2$	150	250	260	175		
		$\delta/B$	0,13	0,22	0,22	0,15		
		$\phi$	48°					
		$\operatorname{tg} \alpha$		0,10	- 0,06	- 0,19		
Akinmusuru Akinbolade 1981	Bandes de fibres tissées	$u/B$	0,5	0,5	0,75			
	Espacement horizontal $x/B$ Sable : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$  Modèle : $B = L = 0,1 \text{ m}$ $\delta/B = 0,10$ (?)	$x/B$		0	0,5	0,5		
		$q \text{ kN/m}^2$	91					
		$\phi$	42°5					
		$q/q_0$		2,85	2,15	1,17		
Milovic 1977	Tiges en polypropylène	$u/B$	0,25	0,5	0,75			
	Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$  Modèle : $D = 0,6 \text{ m}$	$q \text{ kN/m}^2$	420	660	830	1 100 (?)		
		$\delta/D$	0,1	0,1	0,1	0,1		
		$\phi$	41°8					
		$\operatorname{tg} \alpha$		- 0,03	- 0,07	- 0,06		

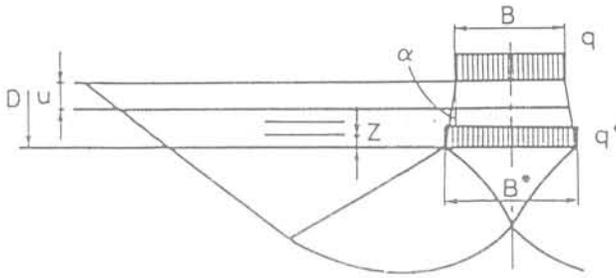


Fig. 21. — Poinçonnement d'un sable renforcé.

La charge sur la fondation réelle est alors :

$$q = \frac{A^*}{A} q^*$$

où  $A$  et  $A^*$  sont respectivement les surfaces de la fondation réelle et de la fondation apparente. On suppose implicitement que la force résultante sur les deux faces limitant la diffusion de la charge est horizontale.

On a utilisé un coefficient de profondeur  $d_q = 1 + 0,35 D/B$  pour analyser les résultats. Les observations des champs de déplacements semblent en fait montrer que le sable de la couche supérieure se déplace vers la fondation, ce qui signifie que la pression horizontale  $y$  est probablement trop faible pour que l'on puisse mobiliser des forces de cisaillement suffisantes le long des lignes de rupture du schéma classique. L'utilisation d'un coefficient de profondeur différent de l'unité pourrait donc être discutée, mais de toute façon son influence sur  $\tan \alpha$  reste faible.

Dans les tableaux IV et II, on donne quelques-unes des séries d'essais les plus complètes. L'angle de frottement interne a été calculé, à partir des coefficients de capacité portante de Lundgren et Mortensen (1953), en réanalysant des essais sur du sable propre. Les angles de frottement interne peuvent donc être quelque peu différents de ceux mentionnés dans les articles cités dans les tableaux IV et II. Ils dépendent beaucoup du niveau des contraintes et des dimensions du modèle, c'est-à-dire que plus les plaques d'essai sont petites et plus l'angle de frottement est élevé.

On a donné à la figure 22 les valeurs de  $\tan \alpha$  calculées en fonction de la profondeur relative  $u/B$  de la couche de renforcement. Les inclusions étaient constituées de géotextiles tissés ou non-tissés, de barres de polypropylène ou de bandes linéaires de fibres de corde. En dépit d'une certaine dispersion, on observe que  $\tan \alpha$  a tendance à diminuer quand  $u/B$  augmente de 0,1 à 1.

On peut interpréter les essais à plusieurs couches (2 à 6) de la même façon. La couche supérieure comprend alors toutes les inclusions. La variation de  $\tan \alpha$  en fonction de  $u/B$  est donnée sur la figure 23. Le résultat est plutôt surprenant, car la dispersion est assez faible en dépit de la différence des types d'inclusions et des modes opératoires utilisés. Lorsque  $u/B > 0,5$ ,  $\tan \alpha$  est presque constant, mais pour  $u/B < 0,5$ ,  $\tan \alpha$  peut prendre des valeurs assez élevées, ce qui signifie que le renforcement est d'autant plus efficace que la couche supérieure d'inclusions est située à une plus faible

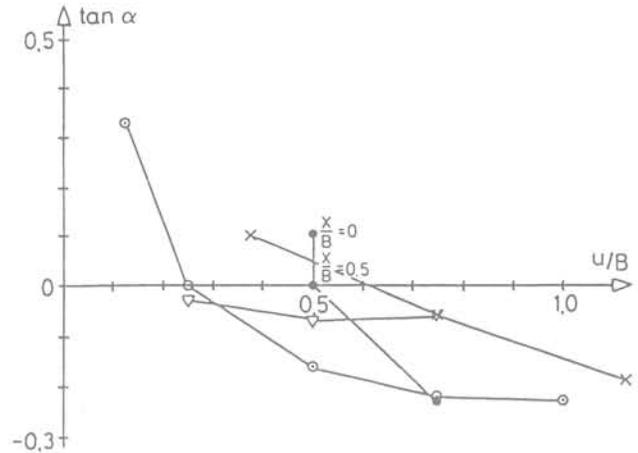


Fig. 22. — Valeurs de la pente de diffusion de la charge pour un lit isolé d'inclusions.

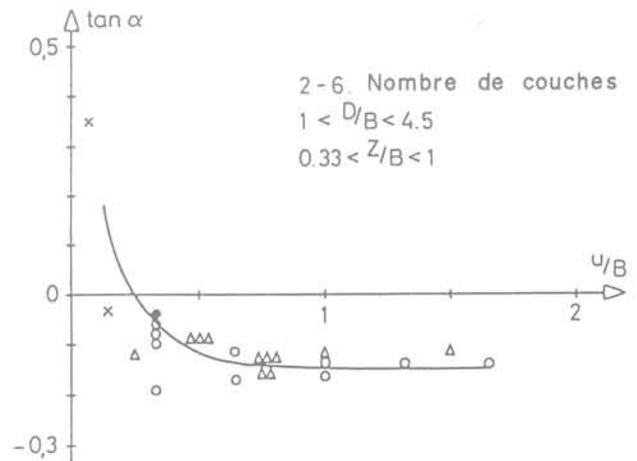


Fig. 23. — Valeurs de la pente de diffusion de la charge pour 2 à 6 lits d'inclusions.

profondeur au-dessous de la fondation. Des expériences supplémentaires s'avèrent cependant nécessaires pour confirmer et préciser ce point.

De l'analyse ci-dessus, il ressort les points suivants :

1. Il est possible d'évaluer l'amélioration de la capacité portante apportée par le renforcement d'une couche de sable propre. On peut utiliser la méthode de calcul du bicouche, mais à condition d'adopter pour la contrainte verticale des diffusions variables.
2. L'angle de diffusion  $\alpha$  semble être pratiquement indépendant du matériau constituant les inclusions, du nombre de couches, de la densité et de la résistance du sable, ainsi que la profondeur du renforcement, et cela dans une large gamme des différents paramètres utilisés dans les essais.
3. L'angle de diffusion  $\alpha$  semble dépendre principalement de la profondeur relative de la couche supérieure du renforcement.

Les valeurs négatives de  $\alpha$  indiquent qu'une meilleure méthode devrait être proposée dans l'avenir.

L'idée de base de la méthode de calcul est que la rupture intervient dans le sous-sol selon un mécanisme classique, mais que le sable renforcé au-dessous de la fondation agit comme une dalle durant le poinçonnement.

Dans les essais sur modèles réduits, deux modes supplémentaires de rupture ont pu être observés. L'inclusion soit a glissé, soit s'est cassée pendant la rupture. La cassure, lorsqu'elle a lieu, est toujours approximativement sous le côté ou sous le centre de la fondation (BINQUET et LEE, 1975). Les forces de traction déterminées dans un géotextile intact (ANDRAWES et al., 1983) montrent des maxima situés aux mêmes points (fig. 24).

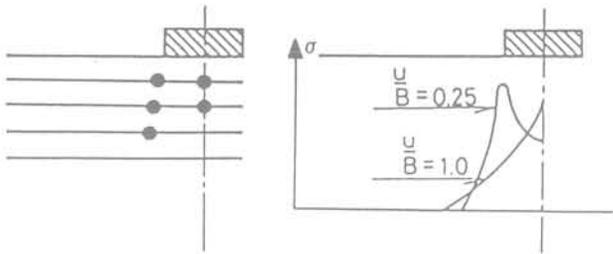


Fig. 24. — Points de cassure probable des inclusions (Binquet et Lee, 1975) et contraintes de traction dans un géotextile (Andrawes et al., 1983).

Dans les essais sur modèles, la capacité portante n'est que légèrement influencée par ces phénomènes, mais en vraie grandeur les forces de traction dans les inclusions sont beaucoup plus élevées.

Pour l'élaboration des projets, il est très important d'être en mesure de calculer les forces de traction dans les inclusions. Des méthodes de dimensionnement basées sur la théorie de l'élasticité (SCHLOSSER et LONG, 1974) ou sur la théorie de la plasticité (BINQUET et LEE, 1975) ont été proposées mais n'ont pas, jusqu'à maintenant, été comparées avec des données expérimentales appropriées.

### 3.3.2. Le tassement des fondations sur sable renforcé

Le tassement des fondations sur sable renforcé dépend sensiblement des caractéristiques mécaniques du matériau constituant l'inclusion comme de la flexibilité de l'inclusion et de la rugosité de sa surface, du nombre de couches de renforcement et des propriétés du sable.

Avec un géotextile flexible, non-tissé, la courbe de charge-tassement n'est pas influencée par le renforcement tant que le tassement n'a pas atteint la valeur de  $0,08B$ , (ANDRAWES et al., 1983). Pour tous les autres matériaux on observe une réduction des tassements, même aux très faibles chargements. Pour les géotextiles tissés, l'amélioration semble aller jusqu'à 100 % (VANICEK, 1983), pour des bandes d'aluminium 50 à 500 % (BINQUET et LEE, 1975), et pour les barres en acier et des grillages en P.V.C., jusqu'à 500-1000 % (MILOVIC, 1979; DENVER et al., 1983).

Deux communications ont traité de l'effet des chargements répétés. DENVER et al. mentionnent que lorsqu'on utilise des grillages en P.V.C. comme renforcement, les tassements sont réduits par un facteur de 2 à 5. PATEL et PALDAS utilisent un élément de renforcement composite. Ils établissent une distinction entre la composante élastique  $\delta_e$  et la composante plastique  $\delta_p$  du tassement. Ils ont trouvé que la composante élastique est inchangée mais que la composante plastique est réduite par un facteur qui est supérieur à 2.

### 3.3.3. Validité des essais en modèles réduits

Tous les essais mentionnés jusqu'à présent sont des essais en modèles réduits. En pratique leur extrapolation aux ouvrages réels reste limitée puisque les lois de la similitude ne sont pas satisfaites. On doit noter à ce propos trois points importants.

Les champs des contraintes sur modèle et sur prototype devraient être similaires. Or dans les essais sur modèles réduits les contraintes sont beaucoup plus faibles que dans le prototype. Aussi l'angle de frottement interne, qui dépend assez fortement du niveau des contraintes, est-il beaucoup plus élevé dans les essais sur modèles (tableaux IV et V) que dans les prototypes. L'échelle incorrecte des contraintes conduit probablement à un mécanisme de rupture non représentatif de la réalité. Cette difficulté peut être surmontée en soumettant le modèle à une forte accélération dans une centrifugeuse (KIM et al., 1983; OVESEN et KRARUP, 1983). Les essais sur modèles réduits peuvent être utilisés pour étudier certains phénomènes comme par exemple la forme de la relation entre  $\tan \alpha$  et  $u/B$  (fig. 23), mais pour toute utilisation pratique ces résultats devraient être contrôlés par des essais en centrifugeuse.

Les inclusions doivent être soigneusement réduites à l'échelle correcte s'il faut étudier les forces de traction ou les cassures dans les inclusions. A proprement parler, les dimensions devraient être réduites à l'échelle correcte; une autre solution, moins bonne, est de réduire à l'échelle la résistance du matériau (OVESEN et DRARUP, 1983). Dans aucun des essais mentionnés plus haut la notion d'échelle n'a été introduite.

Le diamètre des grains, l'épaisseur de l'inclusion et les relations contraintes/déformations ne sont généralement pas réduites à l'échelle, de telle sorte que l'on ne peut pas comparer les tassements du modèle aux tassements du prototype.

### 3.3.4. Fondation renforcée sur sol mou

Cinq communications soumises à cette conférence concernent le renforcement par une couche de géotextile, placée à la surface d'un sol mou sous un remblai ou sous des couches de chaussée.

KEBS et al. (1983) ont réalisé des essais en centrifugeuse et BOUTROUP et al. (1983) ont réalisé une analyse par la méthode des éléments finis. Ces deux études fournissent des résultats qualitatifs semblables qui permettent d'expliquer le mécanisme: le géotextile restreint les déplacements latéraux du sous-sol, ce qui conduit à un tassement pratiquement uniforme de la

Tableau V. — Résultats d'essais avec  $N$  couches horizontales d'inclusions ( $N > 1$ ). Sol de fondation : sable

Binquet Lee 1975	Bandes d'aluminium Sable : $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $L = \infty - B = 0,076 \text{ m}$	u/B	0,33	0,66	0,33	0,33	0,33
		D/B	1,33	1,66	1,00	1,67	2,00
		q kN/m <sup>2</sup>	83	186	162	116	214
		N	4	4	3	5	6
		$\delta/B$	0,08	0,07	0,07	0,07	0,07
		$\phi$	42°				
		tg $\alpha$	-0,10	-0,12	-0,19	-0,08	-0,06
		u/B	0,66	1,00	1,00	1,33	1,67
		D/B	1,33	1,67	2,00	2,00	2,33
		q kN/m <sup>2</sup>	116	128	148	141	120
		N	3	3	4	3	3
		$\delta/B$	~ 0,07	0,07	0,07	0,07	0,07
		$\phi$	42°				
		tg $\alpha$	-0,18	-0,16	-0,13	-0,14	-0,14
Fragaszy Lawton Asgharza- Deh-Fozi 1983	Bandes d'aluminium Sable : $\gamma = 15,4 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $L = \infty - B = 0,076 \text{ m}$	u/B	0,33				
		D/B	1,00				
		q kN/m <sup>2</sup>	75	200			
		N		3			
		$\delta/B$	0,1	0,22			
		$\phi$	42°				
		tg $\alpha$	-0,04				
		u/B	0,15		0,07		
Denver Christensen Hansen Steenfeldt 1983	Grillage en PVC Sable : $\gamma = 15,5 \text{ kN/m}^3$ Modèle : circulaire	D/B	1,08		0,47		
		q kN/m <sup>2</sup>	75	244	85	390	
		$\delta/D$	0,10	0,10	0,10	0,10	
		Dm	0,065	0,065	0,15	0,15	
		$\phi$	44°		41°		
		tg $\alpha$	-0,04			0,35	
Akinmusura Akinbolade 1981	Bandes de fibres tissées Espacement horizontal 0,5 Sable : $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$ Modèle : $B = L = 0,1 \text{ m}$	u/B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,5
		D/B	1,25	1,75	2,25	2,75	2,5
		q kN/m <sup>2</sup>	142	136	139	139	223
		N	2	3	4	5	5
		$\delta/B$	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		$\phi$	40°				
		tg $\alpha$	-0,16	-0,16	-0,13	-0,13	-0,9
		u/B	0,25	0,50	0,75	1	1,5
		D/B	2,25	2,50	2,75	3,00	3,50
		q kN/m <sup>2</sup>	175	182	139	116	114
		N	5	5	5	5	5
		$\delta/D$	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1	~ 0,1
		$\phi$	40°				
		tg $\alpha$	-0,12	-0,11	-0,13	-0,12	-0,11

surface chargée. L'amplitude du tassement total n'est que légèrement réduite. Cependant, comme l'a montré JEWELL (1982), l'utilisation d'un géotextile s'étendant jusque sous les banquettes latérales a pour effet de restreindre encore plus les déplacements latéraux, et entraîne alors une diminution du tassement total. BOUTROUP et al. ont montré qu'en conditions non drainées ( $\nu = 0,5$ ) les forces de traction qui se développent dans le géotextile sont plus grandes que celles obtenues dans des conditions drainées ( $\nu = 0,33$ ).

GOURC et al. (congrès d'Helsinki) ont étudié expérimentalement le renforcement par une couche de géotextile reposant sur un sous-sol argileux. Le géotextile avait été placé à l'interface entre le sable et l'argile. Ils ont entre autres choses montré que sous charge-

ment statique le géotextile modifie le champ des déplacements dans le sous-sol argileux, ce qui a pour conséquence de réduire le tassement total et d'accroître la capacité portante.

La méthode de dimensionnement la plus couramment utilisée repose sur une analyse de la stabilité par glissement circulaire prenant en compte les forces de traction mobilisées dans les inclusions (JEWELL, 1982). QUAST et al. (conférence d'Helsinki) considèrent que, lorsque l'on utilise un géotextile relativement déformable (déformation admissible de 5%), ce géotextile suit les déplacements du sol notamment le long de la surface de rupture potentielle. Il en résulte que les forces de traction sont alors dirigées dans la direction de la surface de rupture.

### 3.4. Fondation en sols renforcés en place

#### 3.4.1. Colonnes ballastées

L'utilisation de colonnes de sable ou de gravier pour renforcer un sol mou répond à trois objectifs :

1. accroître la capacité portante du sol de fondation ;
2. réduire les tassements et accélérer la consolidation du sol mou ;
3. accroître la stabilité générale d'ouvrages (murs, remblais) à fonder sur le sol mou.

Les colonnes jouent donc à la fois un rôle de renforcement grâce à leur résistance à la compression et au cisaillement et un rôle de drainage.

##### 3.4.1.1. Considérations générales sur le comportement

L'utilisation la plus courante des colonnes ballastées est faite dans le but d'accroître la capacité portante d'un sol de fondation sur une surface relativement large. Le nombre des colonnes est généralement élevé et comme des pieux elles transfèrent les charges à une couche de meilleure portance. Mais, le comportement d'une colonne est très différent de celui d'un pieu dans la mesure où le mécanisme d'interaction est celui d'une expansion radiale confinée par le sol mou avoisinant comme cela a été expliqué au § 2.2.4.

Des expérimentations en vraie grandeur ont montré que, sous l'effet d'un chargement en surface soit par un remblai (VAUTRAIN, 1977 ; ABOSHI et al., 1979), soit par une fondation plus rigide (GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) les tassements en surface du sol et des colonnes étaient pratiquement les mêmes. Il en résulte que la distribution de la charge est caractérisée par une concentration des contraintes verticales sur les colonnes. Le rapport de concentration des contraintes  $n = \sigma_c / \sigma_s$  (où  $\sigma_c$  et  $\sigma_s$  sont les contraintes verticales respectivement dans la colonne et dans le sol mou) est un paramètre fondamental qui dépend de plusieurs facteurs, y compris le facteur de remplacement  $a = A_c / A$  défini sur la figure 25.

Des études en laboratoire (ABOSHI et al., 1979) comme des expérimentations en vraie grandeur ont montré que la valeur habituelle de  $n$  en surface est généralement comprise entre 3 et 5. Cependant, comme l'a montré VAUTRAIN (1977), elle peut, dans le cas de sols particulièrement mous et hétérogènes, atteindre en profondeur des valeurs aussi élevées que 50.

Si les sols sont supposés élastiques,  $n$  est égal au rapport des modules de déformation de la colonne et du sol ( $n = E_c / E_s$ ).

GOUGHNOUR et BAYUK (1979) ont montré que le frottement latéral à l'interface sol-colonne restait faible et n'affectait pratiquement pas l'état des contraintes dans le sol.

La mise en place des colonnes ballastées provoque une compression initiale latérale du sol et donc accroît la valeur du coefficient  $K_0$  (GOUGHNOUR et al., 1979).

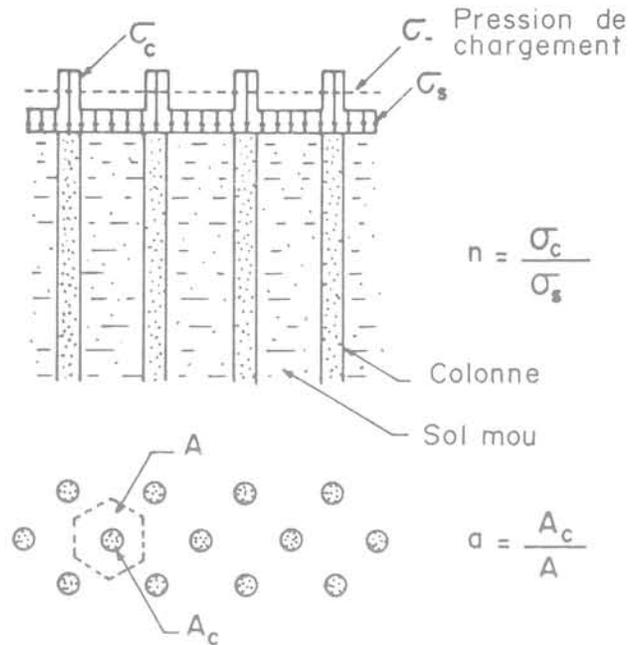


Fig. 25. — Paramètres de dimensionnement : coefficient de concentration de contrainte et facteur de remplacement.

##### 3.4.1.2. Modélisation du comportement (capacité portante)

Deux types de modèles ont été développés. Le premier (POTEUR, 1973 ; HUGHES et al., 1975 ; ABOSHI et al., 1979) ne tient pas compte de l'effet de groupe et considère des colonnes isolées, incompressibles et rigides-plastiques dans un sol rigide-plastique semi-infini. La pression de confinement radiale mobilisable  $\sigma_r$  peut être déterminée soit à partir d'un essai non drainé à l'appareil triaxial ( $\sigma_r = 2C_u + \sigma_s$ ), soit à partir d'un essai pressiométrique ( $\sigma_r = p_1$ ).

Dans le second type de modèle (PRIEBE, 1976 ; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) on considère le comportement d'une « cellule élémentaire » comprenant une colonne et le sol environnant. On suppose que cette cellule élémentaire est limitée latéralement par une paroi rigide et lisse et que les déformations verticales sont uniformes sur toute la hauteur. Ces modèles sont représentatifs d'un oedomètre à une colonne centrale et donnent une base plus rationnelle aux méthodes de dimensionnement.

PRIEBE suppose un comportement rigide-plastique et incompressible de la colonne combiné à un comportement élastique du sol. Il suppose également que l'état des contraintes dans le sol mou est isotrope ( $K_0 = 1$ ) soit  $\sigma_r = \sigma_s$ . Dans ces conditions, le rapport de concentration des contraintes  $n = \sigma_c / \sigma_s$  est une fonction du coefficient de Poisson  $\nu$  et du coefficient de remplacement  $a = A_c / A$ . Comme l'indique la figure 26,  $n$  décroît avec  $1/a$ .

GOUGHNOUR et al. (1979) supposent que les colonnes ballastées sont linéairement élastiques, parfaitement plastiques à la rupture et incompressibles à l'état

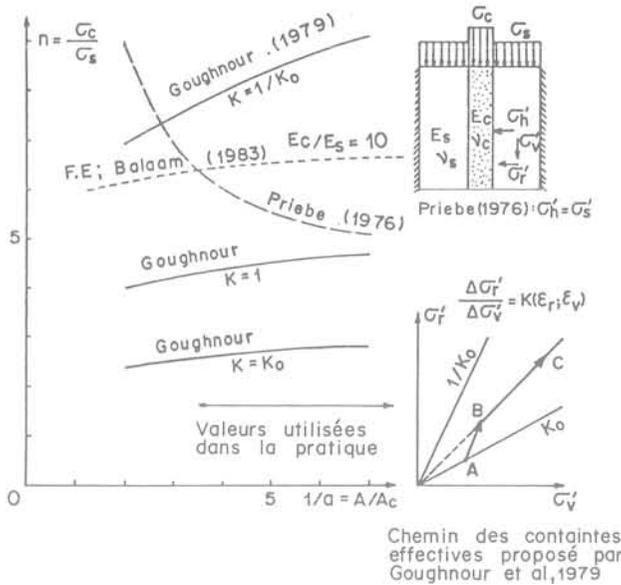


Fig. 26. — Concept de cellule élémentaire — comparaison entre différents modèles et la méthode des éléments finis.

plastique. Le sol confiné à l'intérieur de la cellule élémentaire est supposé avoir un comportement élastique non linéaire suivant un chemin de contraintes effectives qui dépend des déformations verticale et radiale  $\epsilon_v$  et  $\epsilon_r$ . Lorsque le coefficient de remplacement approche la valeur 1, le coefficient K, rapport de la contrainte effective radiale à la contrainte effective verticale, se rapproche de  $1/K_0$ . Pendant le chargement, le chemin des contraintes effectives est supposé être bilinéaire, comme l'indique la figure 26, et le coefficient K varie entre  $K_0$  et  $1/K_0$ .

Suivant le niveau de la déformation, la colonne peut être soit dans un état élastique, soit dans un état de plasticité contenue. Dans ce dernier cas, n est fonction du facteur de remplacement a et de la valeur supposée de K. Les variations théoriques de n en fonction de 1/a pour différentes valeurs de K ( $K = K_0$ ;  $K = 1$  et  $K = 1/K_0$ ) sont montrées sur la figure 26, où la valeur de  $K_0$  a été prise égale à 0,6.

Il est intéressant de noter que, pour les valeurs de 1/a rencontrées dans la pratique ( $4 < 1/a < 9$ ), les deux modèles donnent des résultats assez semblables pour  $K = 1$ , ce qui correspond bien aux observations expérimentales ( $n = 3$  à 5).

BALAAM et POULOS (congrès d'Helsinki) ont réalisé une analyse du comportement de colonnes ballastées par la méthode des éléments finis. Ils ont supposé qu'à la fois les colonnes et l'argile avaient un comportement élasto-plastique, avec un critère de rupture, celui de Mohr Coulomb, et une loi d'écoulement plastique caractérisée par un angle de dilatance. L'interface sol-colonne est modélisée à partir d'éléments de contact qui permettent de prendre en compte soit une adhérence parfaite, soit un frottement pur, soit encore un frottement avec dilatance utilisant le concept de cellule élémentaire. Les auteurs ont montré qu'avec les caractéristiques de colonnes ballastées généralement

utilisées on obtenait pour des fondations flexibles uniformément chargées et reposant sur des colonnes ballastées des solutions presque égales aux solutions analytiques obtenues par BALAAM et BOOKER (1981) pour des fondations rigides uniformément chargées.

Ces auteurs ont également calculé les variations du rapport  $\sigma_r/\sigma_v$  en fonction du facteur de remplacement a pour différentes valeurs du rapport des modules d'élasticité  $E_c/E_s$ . D'après les résultats, la valeur de n est approximativement constante avec 1/a et varie d'environ 6 à 30 lorsque le rapport des modules  $E_c/E_s$  varie de 10 à 40 (fig. 26).

WALLAYS et al. (congrès d'Helsinki) ont utilisé le concept de cellule élémentaire et proposé la formulation d'un nouveau modèle en supposant que le sol et la colonne soient à la fois linéairement élastiques et parfaitement plastiques à la rupture et que leur compressibilité à l'état plastique puisse être calculée à partir de la solution de Vesic. Ils ont étudié à la fois les tassements et les contraintes dans la colonne et dans le sol à partir d'un calcul élasto-plastique classique. La colonne est supposée dans un état de plasticité contenue lorsque la déformation verticale dans cet état est plus grande que celle calculée pour la colonne à l'état élastique. Aucune application de ce modèle n'est présentée.

Bien que le premier type de modèles donne des solutions simples, qu'on peut rapprocher d'essais normalisés comme l'essai pressiométrique, l'hypothèse d'une mise en plasticité totale du sol entre les colonnes ne correspond pas à la réalité. Par ailleurs les valeurs de n calculées dans des conditions non drainées dépendent du niveau du chargement, ce qui ne correspond ni aux observations in situ, ni aux résultats obtenus en laboratoire (ABOSHI et al., 1979). L'opinion du rapporteur général est qu'il serait nécessaire de développer des modèles utilisant le concept de « cellule élémentaire » si l'on souhaite disposer de méthodes de dimensionnement réalistes et fiables.

3.4.1.3. Méthodes de dimensionnement

Le dimensionnement des colonnes ballastées, pour le renforcement d'un sol de fondation, doit répondre aux deux points suivants :

1. Dans la partie centrale de la zone chargée, le déplacement du sol est essentiellement vertical et le dimensionnement doit donner une estimation de la valeur du coefficient de réduction du tassement :

$$\beta = \frac{\text{tassement du sol de fondation renforcé}}{\text{tassement du sol non traité}}$$

2. Aux extrémités de la zone chargée, le déplacement latéral du sol de fondation peut être important et le dimensionnement doit alors donner une estimation de la stabilité locale vis-à-vis d'un glissement de type circulaire.

Plusieurs méthodes ont été proposées pour évaluer  $\beta$  : des méthodes empiriques (GREENWOOD, 1970; THORBURN, 1975), des solutions analytiques

(PRIEBE, 1976; ABOSHI et al., 1979; GOUGHNOUR et BAYUK, 1979) et des analyses par la méthode des éléments finis (BALAAM et al., 1977; MORGENTHALER et al., 1978).

Les principaux paramètres de dimensionnement sont le rapport de concentration des contraintes  $n$  et le facteur de remplacement  $a$ .

ABOSHI et al. ont mis au point une solution analytique très simple qui repose sur l'hypothèse d'un tassement uniforme et qui donne :

$$\beta = \frac{1}{1 + (n - 1)a}$$

Des méthodes plus sophistiquées utilisent le concept de cellule élémentaire.

PRIEBE (1976) a considéré le cas d'une colonne incompressible et d'un sol élastique avec le concept de cellule élémentaire. C'est la raison pour laquelle sa solution donne la même valeur pour  $\beta$ .

GOUGHNOUR (congrès d'Helsinki) propose une théorie utilisant le modèle de la « cellule élémentaire » (GOUGHNOUR et al., 1979) défini précédemment. L'analyse incrémentale est faite en deux étapes : on suppose d'abord que la colonne est en état d'équilibre plastique contenu et que toutes les variations de volume sont transmises au sol compressible avoisinant. Cette hypothèse permet de calculer une valeur de la contrainte verticale. Puis la colonne est supposée avoir un comportement élastique linéaire, ce qui conduit à une deuxième valeur de la contrainte verticale. La contrainte verticale réelle est prise égale à la plus forte des deux valeurs précédentes. GOUGHNOUR donne par ailleurs des courbes utiles pour déterminer  $\beta$ .

VAN IMPE et DE BEER (congrès d'Helsinki) proposent une méthode de dimensionnement simple, pour estimer le coefficient  $\beta$  de réduction du tassement. Cette méthode utilise le modèle de « cellule élémentaire » en considérant respectivement les deux cas : 1) colonnes rigides-plastiques incompressibles ; 2) colonnes élastiques-linéaires. Dans les deux cas, le sol mou est supposé élastique. Cependant, les auteurs notent que le deuxième cas ne correspond pas au comportement habituel des colonnes ballastées. Leur solution pour le premier cas donne des coefficients de concentration des contraintes qui sont largement inférieurs et des coefficients de réduction de tassements qui sont largement supérieurs à ceux calculés dans la solution de PRIEBE (fig. 27 et 28).

Une analyse par la méthode des éléments finis a été effectuée par BALAAM et al. (1983). Les auteurs indiquent que la solution est en bon accord avec les solutions élastiques obtenues par BALAAM et BOOKER (1981) pour des fondations rigides uniformément chargées. Comme le montre la figure 28, les coefficients de réduction de tassements  $\beta$  obtenus en faisant varier le rapport des modules  $E_c/E_s$  de 10 à 40 correspondent bien à la solution de PRIEBE et les valeurs calculées de  $\beta$  sont largement inférieures à celles calculées à partir de la méthode empirique donnée par GREENWOOD. Les auteurs montrent

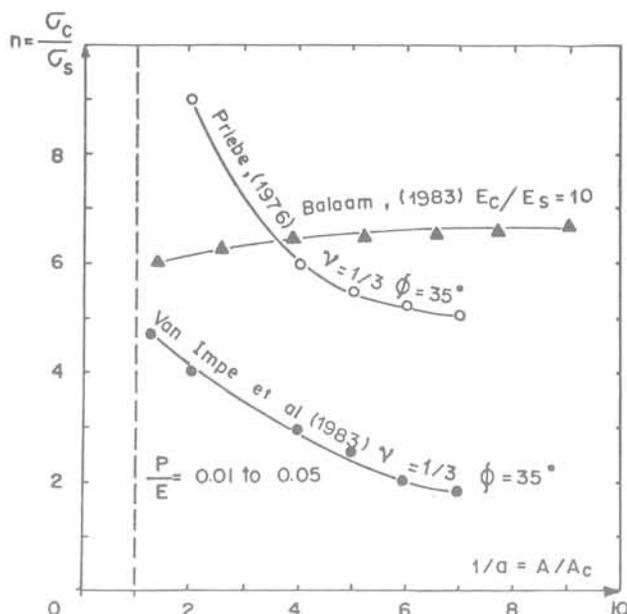


Fig. 27. — Variation théorique de  $n$  avec  $a$ .

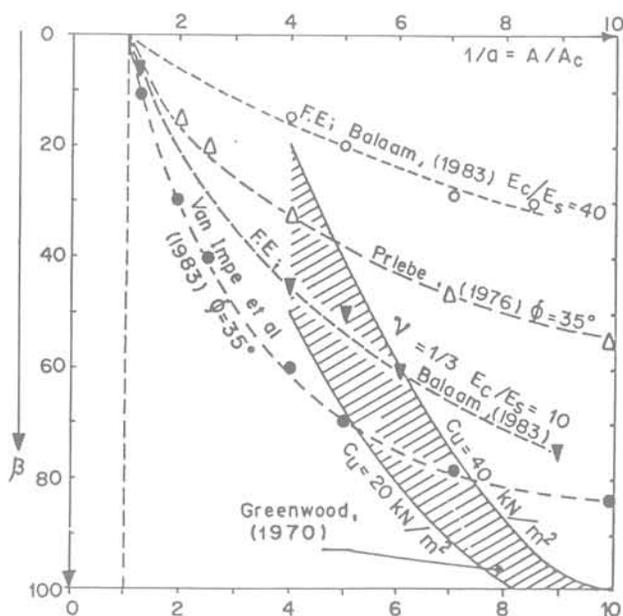


Fig. 28. — Variation théorique de  $\beta$  avec  $a$ .

également que les résultats obtenus par la méthode des éléments finis sont en bon accord avec les observations sur sites réels, et pourraient donc constituer une approche intéressante pour le dimensionnement des ouvrages.

L'analyse de la stabilité locale en rupture circulaire d'un sol renforcé par des colonnes ballastées sous un remblai est généralement faite de deux façons. La première méthode (ABOSHI et al., 1979) tient compte des contraintes de cisaillement mobilisées dans les colonnes le long de la surface de rupture et qui sont déterminées à partir du coefficient de concentration des contraintes. La deuxième méthode (PRIEBE, 1976)

considère des caractéristiques équivalentes pour la résistance au cisaillement ( $\Phi^*$  et  $C^*$ ) du matériau composite. Aucune communication traitant de cet aspect du dimensionnement n'a été présentée à ce congrès.

### 3.4.2. Micropieux

Les micropieux ont été largement utilisés, durant ces deux dernières décennies, soit pour des reprises en sous-œuvre, soit pour le renforcement des sols de fondation. Une très bonne synthèse des diverses applications de cette technique a été récemment écrite par LIZZI (1982). Le comportement des sols de fondation renforcés par micropieux a été étudié par LIZZI et CARNAVALE (1979) et par SCHLOSSER et JURAN (1979). Comme aucune communication traitant du comportement ou du dimensionnement des micropieux n'a été soumise à ce congrès, ces deux aspects ne seront pas développés dans ce rapport général.

## 4. ETUDES DE CAS ET CONTRÔLE

### 4.1. Etudes de cas

Dans le domaine du renforcement des sols, la pratique a presque toujours précédé le développement des méthodes de dimensionnement et des études de comportement.

En dépit des nombreuses études expérimentales en laboratoire ou théoriques par la méthode des éléments finis, des expérimentations en vraie grandeur s'avèrent toujours nécessaires en vue d'une meilleure connaissance du comportement des ouvrages. Ces expériences en vraie grandeur comme les observations sur ouvrages réels permettent par ailleurs de caler les méthodes de dimensionnement.

Parmi les différentes techniques discutées dans ce rapport général, la Terre Armée a fait l'objet de nombreuses recherches aussi bien en modèles réduits que dans des expérimentations en vraie grandeur. Par contre ces dernières sont plus rares quand il s'agit de techniques telles que: clouage, micropieux, colonnes ballastées, etc. Par ailleurs, leur interprétation est généralement rendue difficile par les hétérogénéités locales du sol en place. Cela donne d'autant plus d'intérêt aux études de cas détaillées et bien instrumentées.

Certaines communications présentées à ce congrès décrivent des expérimentations en vraie grandeur et des études de cas relatives à différentes techniques de renforcement: soutènements en Terre Armée et en sol cloué, stabilisation de talus et de pente par clouage avec mesures inclinométriques, fondations sur sols renforcés avec essais de chargement (radier renforcés, colonnes ballastées isolées ou en groupe).

Il est intéressant de noter que les méthodes de dimensionnement utilisées dans la Terre Armée et le

clouage ont fait l'objet de nombreuses comparaisons avec les observations sur ouvrages réels.

En revanche, le dimensionnement des colonnes ballastées présente des problèmes particuliers du fait de l'influence des méthodes d'exécution sur le comportement du sol renforcé. Leur dimensionnement reste de ce fait assez empirique et il est recommandé de réaliser des essais de chargement avant de définir le projet final. Bien que six communications présentées à ce congrès traitent d'applications de colonnes ballastées sous des réservoirs, des silos, et des radiers (COLLESELLI et al., GREEN et al., MAJORANA et al., ROMANA, BHANDARI) ainsi que sous des remblais (SOEIRO et al.) aucune comparaison entre prévisions et mesures n'a été faite dans ces différentes études de cas.

RANJAN et RAO décrivent l'utilisation de pieux granulaires compactés à l'aide d'un pilon pour le renforcement des sols frottants lâches en Inde. Une technique locale relativement économique a été mise au point pour installer et compacter manuellement les pieux en graviers ou en sable. Des essais sur des pieux isolés et en groupes, chemisés ou non, ont été réalisés. Les auteurs ont montré qu'un pieu isolé ou un groupe de deux ou trois pieux augmentaient de façon significative (1,5 à 4 fois) la capacité portante du sol non traité. Le chemisage procure encore une augmentation supplémentaire (de l'ordre de 1,5 fois). La réduction des tassements s'avère être d'environ 75 % pour un groupe de 3 ou 4 pieux et atteint 85 % lorsque les pieux sont chemisés. Cette dernière amélioration est en partie due au confinement provoqué par la chemise qui limite les pieux granulaires (cf. : fig. 29).

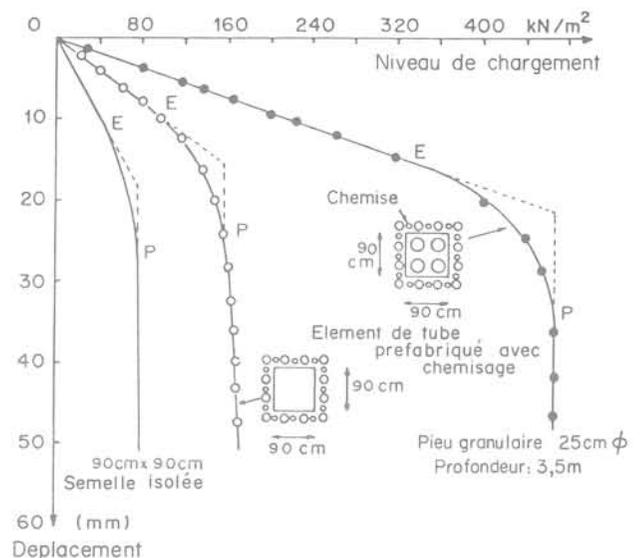


Fig. 29. — Courbes de chargement d'un groupe de pieux granulaires avec chemisage et d'une semelle isolée (Ranjan et Rao, 1983).

Deux communications présentées à ce congrès décrivent des applications particulières du renforcement des sols dans les structures côtières et offshore.

JEWEL et WISHART (1983) décrivent l'utilisation de matelas cellulaires, avec renforcement en grillages, associés à du géotextile pour empêcher l'écoulement du sable. Ces matelas cellulaires sont utilisés pour contenir et renforcer des remblais hydrauliques off-shore. Ils peuvent être placés et remplis dans l'eau à partir d'une barge et permettent ainsi de réduire les pentes des remblais à 1:3. Dans un petit chantier de construction on a utilisé des renforcements verticaux en grillage de polymère associés à des géotextiles. Cette expérimentation a montré que le déplacement latéral d'un tel matelas de 3 m de hauteur a été de 15 à 18 cm, pour un remplissage très rapide par le sable (vitesse de remplissage  $0,10\text{m}^3/\text{s}$ ), qui a été efficacement retenu par ce système. Après la mise en place des couches successives de matelas, le remplissage en sable du cœur de l'île a pu se poursuivre de façon continue.

SIMON et PERFETTI (1983) décrivent l'utilisation sous l'eau de géotextiles non tissés pour renforcer une couche de vases compressibles d'épaisseur 5,5 m et pour la séparer des matériaux de remblai dans la construction de l'allongement de la piste de l'aéroport international de Marseille. Le géotextile n'a pratiquement aucun effet ni sur l'amplitude ni sur le temps de tassement du remblai. Il a par contre empêché la contamination des matériaux de remblai et les ruptures locales, ce qui a conduit à un tassement général beaucoup plus uniforme en permettant un contrôle plus efficace de la consommation de remblai.

#### 4.2. Contrôle

Le contrôle dans le renforcement des sols concerne généralement les aspects suivants :

1. le contrôle du matériau de remblai, lorsqu'il s'agit de renforcement de sol rapporté comme dans la Terre Armée;
2. le contrôle de la qualité de l'inclusion lorsqu'elle est réalisée en place, ce qui est le cas des colonnes ballastées;
3. le contrôle de la durabilité de l'inclusion dans le cas des ouvrages permanents (corrosion de l'acier ou dégradation des plastiques et des géotextiles);
4. le contrôle de l'interaction sol-inclusion mobilisable (essais d'extraction dans les soutènements en Terre Armée et particulièrement en clouage, essais de chargement des colonnes ballastées);
5. le contrôle de l'amélioration due au renforcement: mesures des tassements dans les fondations, mesures des déplacements dans la stabilisation des pentes, mesures de l'amélioration des propriétés mécaniques du sol autour des colonnes ballastées.

Certaines communications présentées à ce congrès traitent de ces divers aspects.

BATTELINO et al. (1983) décrivent les résultats d'une expérimentation intéressante sur un mur en Terre Armée de 3,5 m de hauteur, construit avec un matériau de remblai en limon, contenant 80 % de fines

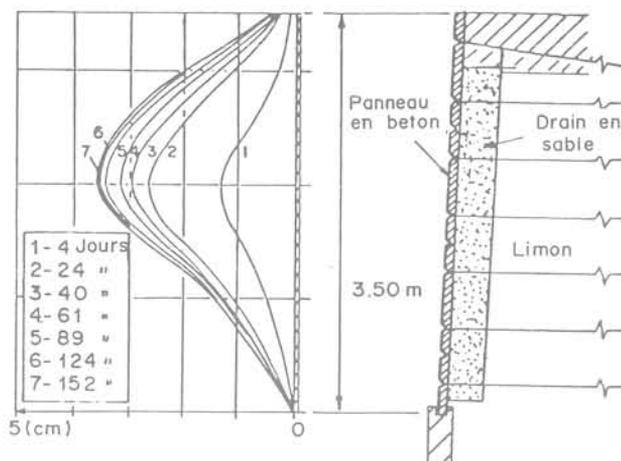


Fig. 30. — Déplacement latéral du parement d'un mur en Terre Armée construit avec un remblai limoneux (Battelino, 1983).

inférieures à  $80\mu\text{m}$  et 40 % de fines inférieures à  $15\mu\text{m}$ . Ces proportions de fines sont largement supérieures à celles admises dans les spécifications habituelles des ouvrages en Terre Armée.

Comme le montre la figure 30, le parement a subi des déplacements latéraux durant et après la construction par suite du fluage du sol. Ces déplacements ont été limités à la base et à la partie supérieure du mur et ont atteint 3,5 cm au centre. Si les déplacements avaient été libres en tête, ils auraient certainement atteint des valeurs plus importantes.

CARTIER et GIGAN (1983) décrivent des essais d'extraction de tubes pour mesurer le frottement sol-renforcement dans un soutènement par clouage (fig. 5a). La procédure d'essais est similaire à celle proposée par BUSTAMANTE (1977) pour l'essai de chargement de tirants précontraints. Dans cet essai la charge est contrôlée et appliquée par étapes avec des paliers d'une durée de 4 à 8 mn. Cette procédure permet de déterminer la charge de fluage et la charge limite. Elle est différente de celle utilisée dans la Terre Armée où l'essai d'extraction se fait à vitesse de déplacement constante, de l'ordre de quelques millimètres par minute. L'essai d'extraction à vitesse contrôlée permet de déterminer la valeur du pic, celle à l'état résiduel, et donc l'effet de ramollissement qui suit éventuellement le pic.

Certaines communications présentées à ce congrès (COLLOSELLI et al., RANJAN et RAO, BHANDARI) décrivent des essais de chargement réalisés sur des colonnes ballastées isolées ainsi que sur des groupes de colonnes. Ces essais montrent que le comportement (module de déformation équivalent et capacité portante limite) d'une colonne isolée est similaire à celui d'un groupe de colonnes pour une même valeur du coefficient de remplacement. Lorsque la colonne ballastée est réalisée par vibro-remplacement, ce qui a pour effet de densifier le sol avoisinant, l'efficacité du traitement peut être contrôlée par des essais de pénétration statique, des essais au SPT ou autres.

## CONCLUSIONS

En conclusion de ce rapport général, on peut citer les points suivants :

1. D'une technique à l'autre les connaissances sur le comportement d'un sol renforcé sont variables. Si le comportement de la Terre Armée est bien connu, celui des sols de fondation renforcés par micropieux est encore limité. Des recherches s'avèrent nécessaires tant en laboratoire que sur des ouvrages réels.
2. La déformabilité de l'inclusion est un paramètre important qui gouverne le comportement des sols renforcés. La nature et les propriétés mécaniques des divers types de matériaux utilisés pour les inclusions doivent donc être choisies judicieusement en fonction des objectifs assignés à l'ouvrage.
3. Les méthodes de dimensionnement utilisées actuellement sont des méthodes à l'équilibre limite. Des tentatives ont été faites pour tenir compte des déformations correspondant aux charges de service mais elles restent encore d'application limitée.
4. Les difficultés de modélisation des sols renforcés et l'influence des techniques d'exécution ont conduit à utiliser des méthodes de dimensionnement parfois encore assez empiriques. Dans le domaine des fondations (micropieux et colonnes ballastées) il faut inclure dans le dimensionnement des essais de chargement afin de mieux garantir la sécurité. Pour le clouage, des essais d'extraction sont nécessaires pour évaluer correctement le frottement sol-barre.
5. Compte tenu du caractère empirique de certains paramètres de dimensionnement (facteurs de concentration de contraintes dans les colonnes ballastées par exemple) les ouvrages en sol renforcé doivent souvent être instrumentés afin de mieux contrôler leur comportement. Par ailleurs, du fait de l'influence de la méthode de construction sur le comportement de ces ouvrages, des spécifications s'avèrent nécessaires pour chaque type de renforcement.

### COMMUNICATIONS SOUMISES AU CONGRÈS D'HELSINKI

- ANDRAWES, K.Z. et al. — *The behaviour of a geotextile reinforced sand loaded by a strip footing.*
- BOUTROUP, E. et al. — *Analysis of embankments on soft ground reinforced with geotextiles.*
- BALAAM, N.P. and POULOS, H.G. — *The behaviour of foundations supported by clay stabilization by stone columns.*
- BHANDARI, R.K.M. — *Behaviour of a tank founded on soil reinforced with stone columns.*
- BATTELINO, D. — *Some experience in reinforced cohesive earth.*
- BATEREAU, C. et al. — *Improvement of ground through the application of geotextile.*
- COLLESELLI, F. et al. — *Improvement of soil foundation by vibratory methods.*
- CARTIER, G. and GIGAN, J.P. — *Experiments and observations on soil nailing structures.*
- CHABAL, J.P. et al. — *A novel reinforced fill dam.*
- DENVER, H. et al. — *Reinforcements of cohesionless soil by P.V.C.-grid.*
- FRAGASZY, R. et al. — *Bearing capacity of reinforced sand.*
- GUILLOUX, A. et al. — *Experiences on a retaining structure by nailing in moraine soils.*
- GÄSSLER, G. and GUDEHUS, G. — *Soil nailing, statistical design.*
- GOURC, J.P. et al. — *Unsurfaced roads on soft subgrade mechanism of geotextile reinforcement.*
- GOUGHNOUR, R.R. — *Settlement of vertically loaded stone columns in soft ground.*
- GREEN, P.A. and PADFIELD, C.J. — *A field study of ground improvement using vibroflotation.*
- JURAN, I. et al. — *Study of soil-bar interaction in the technique of soil-nailing.*
- JOHN, N.W.M. and PETLEY, D.J. et al. — *Instrumentation of reinforced soil walls.*
- JEWELL, R.A. and WISHART, S.J. — *Underwater construction using reinforced hydraulic fill.*
- KOIVUMAKI, O. — *Friction between sand and metal.*
- KREBS OVESEN, N. et al. — *Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay.*
- KIM, Y.S. et al. — *Oil storage tank foundation on soft clay.*
- LIZZI, F. — *Reticulated root piles for the improvement of soil resistance, physical aspects and design approaches.*
- MAJORANA, C. et al. — *Prediction of the settlement of steel petroleum tanks resting on stone columns reinforced soil.*
- MARCZAL, L. — *Measurements on reinforced soil structures.*
- PATEL, N.M. and PALDAS, M. — *Cyclic load tests on the reinforced foundation sand beds.*
- QUAST, P. et al. — *Polyester reinforcing fabric mats for the improvement of embankment stability.*
- RANJAN, G. and RAO, B.G. — *Skirted granular piles for ground improvement.*
- ROMANA, M. — *Settlement control with gravel columns under oil tanks.*
- SCHARIE, P. — *Experiments on plastic reinforced sand masses.*
- SIMON, A. and PERFETTI, J. — *Use of a geotextile on a clayey sea bed.*
- SOEIRO, F.A. and DOS SANTOS, M.P. — *Design and behaviour of an iron ore storage yard on sensitive clay foundation.*
- VAN IMPE, W. and DE BEER, E. — *Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns.*
- VANICEK, I. — *Laboratory investigation on the geotextile reinforcement on subsoil stability.*

- WINTER, H. and GUDEHUS, G. et al. — *Stabilization of clays slopes by piles.*
- WALLAYS, M. et al. — *Load transfer mechanism in soils reinforced by stone or sand columns.*
- ZHENG DATONG et al. — *Dynamic analysis of the machine pile foundation by considering the effect of embedment.*

## BIBLIOGRAPHIE

- ABOSHI et al. — *A method to improve characteristic of soft clays by inclusion of large diameter sand columns.* Colloque Int. sur le Renforcement des Sols, Paris, 1979.
- AKINMUSURU, J.O. et al. — *Stability of loaded footings on reinforced soil.* Journal of the geotechnical engineering. Division A.S.C.E. 107, GT6 1981.
- ANDRAWES, K.Z.; McGOWN, A. — *The influence of non-woven fabric inclusions on the strain behaviour of a soil mass.* Proc. Int. Conf. on the use of fabrics in Geotextiles, Paris 1977, vol. 1.
- ANDRAWES, K.Z. et al. — *Alteration of soil behaviour by the inclusion of materials with different properties.* Ground Engineering, sept. 1978, Paris.
- BAKER et al. — *Compaction grouting to limit ground movements. Instrumented case history evaluation of the Bolton Hill Tunnels.* Departement of Commerce, National Technical Information Service, 1981.
- BACOT, J. — *Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent: cas de la Terre Armée.* Thèse de Doctorat d'Etat, Lyon, 1981.
- BAGUELIN, F.; FRANK, R.; SAID, Y. — *Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles.* Géotechnique, vol. 27 n° 3, sept. 1977.
- BAGUELIN, F. et al. — *Quelques résultats théoriques sur l'essai d'expansion dans les sols et sur le frottement latéral des pieux.* Bull. de liaison Labo. P. et Ch. n° 78, juillet-août 1975.
- BAGUELIN, F.; JEZEQUEL, J. et al. — *Expansion de sondes cylindriques dans les sols cohérents.* Bull. liaison Labo. P. et Ch. 61, sept.-oct. 1972.
- BROMS, B.B. — *Lateral resistance of piles in cohesive soils.* Journal of soil mechanics and foundations. A.S.C.E. 90, March 1964.
- BROMS, B.B. — *Lateral resistance of piles in cohesionless soils.* Journal of soil mechanics and foundations. A.S.C.E. 90, May 1964.
- BROMS, B.B. and BROMAN, P. — *Stabilization of deep cuts with lime columns.* Proc. 6th European Conf. Soil Mech. and Foundations Eng., Vienna.
- BASSETT, R.H. and LAST, N.C. — *Reinforcing earth below footings and embankment.* Int. Sym. on earth reinforcement, Pittsburgh 1978.
- BRINCH HANSEN, J. — *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces.* The danish geotechnical institute. Bulletin n° 12, 1961.
- BRINCH HANSEN LUNDGREN — *Hauptprobleme der Bodenmechanik Springer Verlag, Berlin 1960.*
- BUSTAMANTE, H. et al. — *Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique.* Session spéciale n° 4. Congrès Int. de Mécanique des Sols, Tokyo 1977.
- BALAAM, N.P. et al. — *Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles.* 5<sup>e</sup> Congrès asiatique de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Bangkok, 1977.
- BALAAM, N.P.; BOOKER, J.R. — *Analysis of rigid rafts supported by granular piles.* Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 5, 1981.
- BINQUET, J. and LEE, K.L. — *Bearing capacity tests on reinforced earth slabs.* Journal of the Geotechnical Eng. Div. A.S.C.E. 101 GT 12, 1975.
- BINQUET, J. and LEE, K.L. — *Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs.* Journal of the geotechnical Eng. Div. A.S.C.E. 101 GT 12, 1975.
- BUTTERFIELD, R. et al. — *A stereo-photogrammetric technique for measuring displacement field.* Geotechnique 203, 1970.
- COYNE, A. — *Murs de soutènement et murs de quai à échelle.* Le Génie Civil 1 et 15 mai 1945.
- FUKUMOTO, Y. — *Researches on the behaviour of piles for preventing landslides.* Journal of E.S.C.M.F.E., vol. 12, n° 2, 1972.
- FUKUMOTO, Y. — *On the method of piling for preventing landslides.* Journal of landslides, vol. 11, n° 2, 1974.
- FUKUMOTO, Y. — *The behaviour of piles for preventing landslides.* Journal of J.S.S.M.F.E., vol. 16, n° 2, 1976.
- FUKUOKA, M. — *Fabric retaining walls.* Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.), 1982.
- GUILLOUX, A.; SCHLOSSER, F. — *Etude du frottement sol armature en laboratoire, étude du frottement sable-armature en modèle réduit.* Int. Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- GOUGHNOUR, R.R. and BAYUK, A.A. — *Analysis of stone column soil matrix interaction under vertical load.* Colloque Int. sur le renforcement des sols, E.N.P.C.-L.C.P.C., Paris 1979.
- GOUGHNOUR, R.R. and BAYUK, A.A. — *A field study of long term settlement of bads supported by stone columns in soft ground.* Coll. Int. sur le renforcement des sols, Paris 1979.
- GREENWOOD, D.A. — *Mechanical improvement of soils below ground surface.* Proc. Conf. on Ground Eng. Inst. of Civil Eng. 11-22, London, 1970.
- GIROUD, J.P. and NOIRAY, L. — *Geotextile, reinforced unpaved road design.* Journal of the Geotechnical Eng. Div. A.S.C.E., Vol. 107 GT 9, 1981.
- HUGUES, J.M.O. et al. — *A field trial of the reinforced effect of a stone column in soil.* Geotechnique XXV n° 1, March 1975.
- HANSEN, J.B. — *A revised and extended formula for bearing capacity.* Danish Geot. Inst. Bull. n° 18, 1970.
- ITO, T. and MATSUI, T. — *Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles.* Soils and foundations vol. 15, n° 4.

- International Symposium on soft clay, Bangkok, 1977.
- International conference on soil reinforcement, Paris 1979.
- International European Conference on S.M.F.I., Stockholm, 1981.
- International Symposium on Soil and Rock Improvement, Bangkok, 1982.
- JURAN, I. — *Dimensionnement interne des ouvrages en Terre Armée*. Thèse de docteur-ingénieur, Paris 1977.
- JURAN, I. et al. — *Le renforcement des sols par barres passives*. Proc. of the Int. Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- JEWELL, R.A. — *A dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy at Cambridge University*, March 1980.
- JEWELL, R.A. — *A limit equilibrium design method for reinforced embankments on soft foundations*. Second Int. Conf. of Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.), 1982.
- KERISEL, J. et al. — *Expérimentation d'un mur à ancrages multiples*. Proc. of the 10th Conf. on soil mech. and found. Eng., Stockholm, 1981.
- KERISEL, J. — *Théorie du cloutage et application au pont de Puteaux*. Rapport interne S.I.M.E.C.S.O.L., Paris 1976.
- KINNEY, T. — *Small scale load tests on a soil — Geotextile — aggregate system*. 2th Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas 1982.
- LEFLAIVE, E. — *The reinforcement of granular materials with continuous fibers*. Second Int. Conference on Geotextiles, Las Vegas (U.S.A.) 1982.
- LIZZI, F. et al. — *Les « réseaux de pieux racines » pour la consolidation des sols, aspects théoriques et essais sur modèles*. Int. Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- LIZZI, F. — *Static restoration of monuments*. Sagep Publisher, 1982.
- LEINENKUGEL, H.J. — *Deformations und Festigkeit-sver halten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und ihre physikalische Deutung*. Veröffentlich. Inst. f. Bodenmech. u. Felsmech. 66, Karlsruhe 1976.
- LUNDGREN, H.; MORTENSEN, K. — *Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing in sand*. Proc. 3rd I.C.S.M.F.E., Zürich 1953.
- MURRAY, R.T. — *Fabric reinforced earth walls: development of design equations*. Transport and road research laboratory 1981, supplementary report 1976.
- MORGENTHALER, M. et al. — *Colonnes ballastées, essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis*. Revue française de géotechnique, n° 5, nov. 1978.
- MATLOCK, H. and REESE, L.C. — *Generalized solutions for laterally loaded piles*. J. of soil mechanics and found. A.S.C.E. 86, oct. 1960.
- MATLOCK, H. — *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*, Offshore Technology Conference paper n° O.T.C. 1204, 1970.
- MENARD, L.; and ROUSSEAU, J. — *L'évaluation des tassements tendances nouvelles*. Sols-Soils 1, 1962.
- MENARD, L. — *Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement*. Sols-Soils 3, 1962.
- MENARD, L. et al. — *Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. Contraintes et déformations dans un pieu soumis à des efforts horizontaux*. Notice spéciale n° 2 D/62/69, Centre d'Études Géotechniques, Paris.
- McGOWN, A. — *Discussion*. VII E.C.S.M.F.E. Brighton 1979.
- MILOVIC, D. — *Field load tests on reinforced soil*. Int. Conf. Soil Reinforcement, Paris 1979.
- NIEUWENHUIS, J.D. — *Membranes and bearing capacity of road bases*. Proc. Int. Conf. use of fabrics in Geotechnics, Paris 1977.
- POTEUR, M. — *Improvement of the bearing capacity of cohesive soils by immersion vibration*. Baumaschine und Bautechnik n° 10, 1973.
- PRIEBE, H. — *Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopverdichtung verbesserten Baugrundes*. Die Bautechnik, (53), 5, 1976.
- ROMSTAD, K.M.; HERRMAN, L.R. et al. — *Integrate study of reinforced earth, theoretical formulation*. Journal Geotech. Eng. Div. A.S.C.E. vol. 102, GTS 1976.
- Symposium on earth reinforcement, Pittsburg 1978.
- Seventh European Conference on soil Mechanics and foundation Eng. Brighton 1979.
- Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, 1982.
- STOCKER, M.F. et al. — *Soil nailing*. International Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- SHEN, C.K. et al. — *An in-situ earth reinforcement lateral support system, a report prepared for the national science foundation*. March 1981.
- SOMMER, H. — *Stabilization of creeping slope in clay with stiff element*. Proc. of the 7th European Conf. on soil mech. and Found. Eng. Brighton, Sept. 79.
- SCHLOSSER, F. and LONG, N.T. — *Comportements de la Terre Armée dans les ouvrages de soutènement*. V. E.C.S.M.F.E. Madrid 1972.
- SCHLOSSER, F. and VIDAL, H. — *La Terre Armée*. Bull. de liaison des lab. routiers des Ponts et Chaussées n° 41, Paris 1969.
- SCHLOSSER, F. and LONG, N.T. — *Recent results in french research on reinforced earth*. Journal of the construction Div. A.S.C.E. vol. 100 Co 3 1974.
- SCHLOSSER, F.; GUILLOUX, A. — *Le frottement dans le renforcement des sols*. Revue française de géotechnique n° 16, août 1981.
- SCHLOSSER, F. et al. — *Dimensionnement des ouvrages en Terre Armée par la méthode de l'équilibre local*. Int. Conf. on soil reinforcement, Paris 1979.
- SCHLOSSER, F. and JURAN, I. — *Design parameters for artificially improved soils*. General report, Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton.

- SCHLOSSER, F. — *Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols.* Paper accepted publication by the I.T.B.T.P., Paris 1983.
- THORBURN, S. — *Building structures supported by stabilized ground.* Géotechnique 25, 1.
- VAUTRAIN, J. — *Mur en Terre Armée sur colonnes ballastées.* Int. Symp. on soft clays, Bangkok, 1977.
- WERNICK, E. — *Stress and strains on the surface of anchors.* Revue française de géotechnique n° 3, janvier 1978.
- YAHIRO, T.; YOSHIBA, M. — *Induction grouting method utilizing high speed water jet.* Proc. 8th I.C.S.M.F.E. (4.3), Moscow.
- YAMADA, K. et al. — *Real conditions of landslide and slope failure and its countermeasure.* Sankaido, Tokyo, 1971.



# fouille clouée de grande profondeur (usine E.D.F. de Ferrières-sur-Ariège)

**BLONDEAU Francis**

Directeur Général Adjoint TERRASOL\*

**LEDEUIL Emile**

Ingénieur Principal E.D.F.\*\*

## 1. INTRODUCTION

### 1.1. Description des ouvrages

Le site de Ferrières se trouve dans la partie centrale du département de l'Ariège, à l'amont immédiat de la ville de Foix.

La chute comprend un barrage poids en béton de 40 m de hauteur, une galerie de 4,7 km arrivant à une usine semi-enterrée, objet de cette étude.

Sur une terrasse alluvio-glaciaire, à une altitude de 409 m recouvrant un substratum rocheux oscillant entre 401 et 403, la fouille de l'usine à réaliser descend à la cote 383 et localement à 377, c'est-à-dire à 30 m environ (fig. 1).

### 1.2. Description géologique

Les sondages effectués indiquent qu'en rive gauche se trouve un ancien lit ayant surcreusé le bed-rock jusqu'à une cote 393, l'usine est donc implantée sur un plateau de schistes paléozoïques noirs assez fortement broyés.

Ces schistes sont recouverts d'un mélange d'alluvions et de moraines glacières comportant de gros blocs de granite.

La cote moyenne de l'Ariège devant l'usine est de 391, pouvant monter à 394 (crue décennale) ou même 400 en crue millénale du projet. La présence du lit ancien limite donc la hauteur piézométrique à la hauteur de l'Ariège. Le substratum schisteux peut être considéré comme étanche, aux fissures près.

### 1.3. Choix des principes de fouilles

Dans les moraines la fouille est descendue en talus à 1 pour 1 jusqu'à une risberme de 3 m située à la cote 400 (fig. 2).

Dans les schistes l'économie du projet prévoit une fouille verticale et des bétons de soutènement classiques.

\* 52, quai de Dion-Bouton, 92806 Puteaux.

\*\* Région d'Équipement Alpes-Marseille, 140, avenue Viton, B.P. 560, 13401 Marseille.

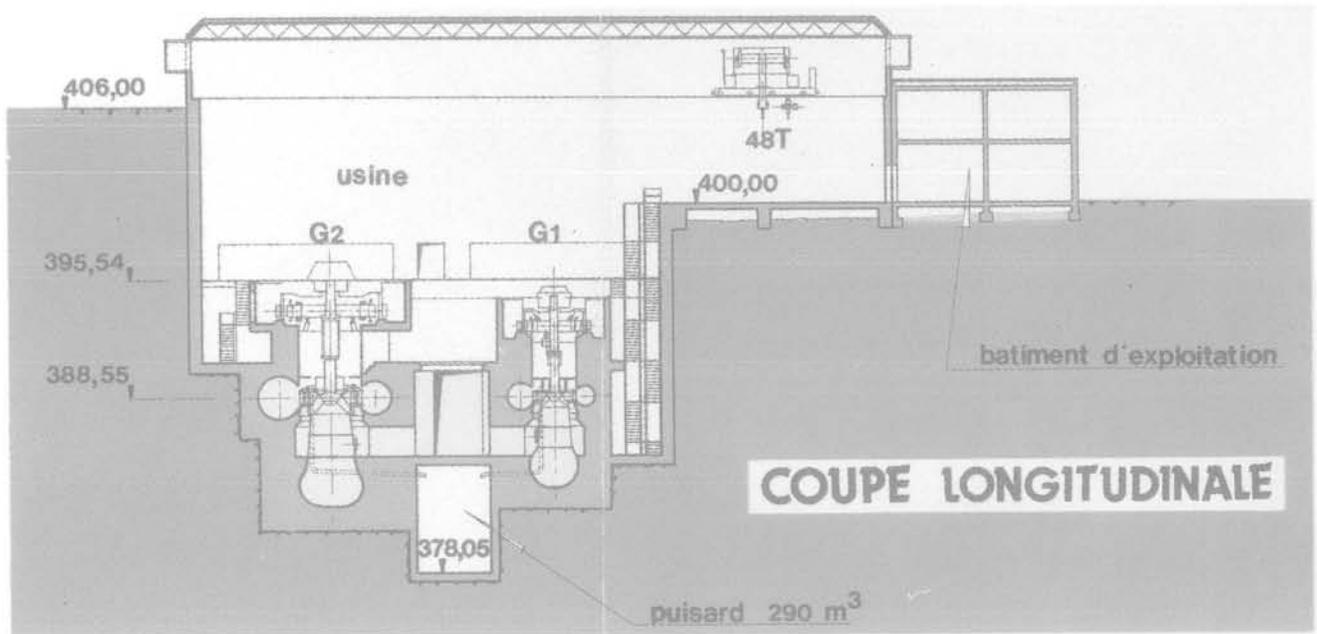


Fig. 1. — Coupe de l'usine de Ferrières-sur-Ariège.

L'aspect très broyé du matériau schisteux, la qualité d'écrasement des grains très variable allant jusqu'à l'écrasement entre les doigts et les plans de schistosité à 45°, très défavorable en rive gauche, obligent à un clouage de la totalité des parois.

La fouille devant être drainée en surface, un voile d'injection est réalisé tout autour entre 10 et 15 m de distance de l'usine et jusqu'à la cote 370 (voile mono-linéaire avec 3 m d'espacement et injections en quinconce).

La fouille est réalisée par passes successives de 2 m afin d'éviter tout échafaudage pour les ancrages et garantir la stabilité à court terme. La première passe de 2 m consiste à mettre en œuvre une poutre de ceinture en béton armé formant un angle avec un retour de 1,40 m. Les phases suivantes de 2 m reçoivent, avant toute continuation, un réseau de drainage par forages et rouleaux drainant en surface, des ancrages décrits ci-après, un treillis soudé et 10 cm de béton projeté.

L'excavation par phases de 2 m est précédée par un pré-découpage du rocher (espacement 0,40 m, cordon de 70 g dans un trou de diamètre  $\varnothing$  64 mm). Ce pré-découpage est fait sur 10 m maximum de profondeur. Le gros diamètre garantissant 15 cm de déviation maximum, il a été nécessaire de décaler le plan de pré-découpage de 0,60 m pour la deuxième phase faite à partir de 390.

Pour l'abattage, les trous (espacement 2,50 m, profondeur 2,50 m) ne sont chargés que sur le mètre du fond avec 1,5 kg d'explosif.

L'arrivée des conduites forcées  $\varnothing$  5 m exécutée en sous-terrain est réalisée par des anneaux en béton

armé ancrés dans le rocher afin que la fouille passe juste devant sans risquer la stabilité de l'ensemble.

Le plan de fouille permet un chantier tournant abattage, chargement, ancrages, drainages, béton projeté et un rythme de 2 m par semaine a été pratiquement soutenu.

## 2. JUSTIFICATION

### 2.1. Contexte géotechnique relatif au clouage

Les schistes paléozoïques constituant le matériau d'environnement de la fouille de l'usine ont, à cet endroit, un pendage de 45° environ, de la rive gauche vers la rive droite (fig. 2).

Les parois de la fouille sont de ce fait très dissymétriques si l'on considère le point de vue du soutènement à mettre en œuvre.

Aucun essai géotechnique n'étant disponible pour le dimensionnement du clouage, nous nous sommes calés sur l'observation d'un petit glissement survenu lors d'un pré-terrassement pour le pont sur le CD8 en décembre 1981 (fig. 3). Ce glissement typique d'un glissement banc sur banc dans un schiste, nous a amené à prendre comme caractéristiques du matériau :

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$C = 0 \quad \phi = 45^\circ \text{ dans le plan de schistosité}$$

$$C = 40 \text{ kPa} \quad \phi = 45^\circ \text{ dans la masse}$$

La valeur de la cohésion prise en compte est totalement arbitraire dans le cas présent. Ceci n'est pas très

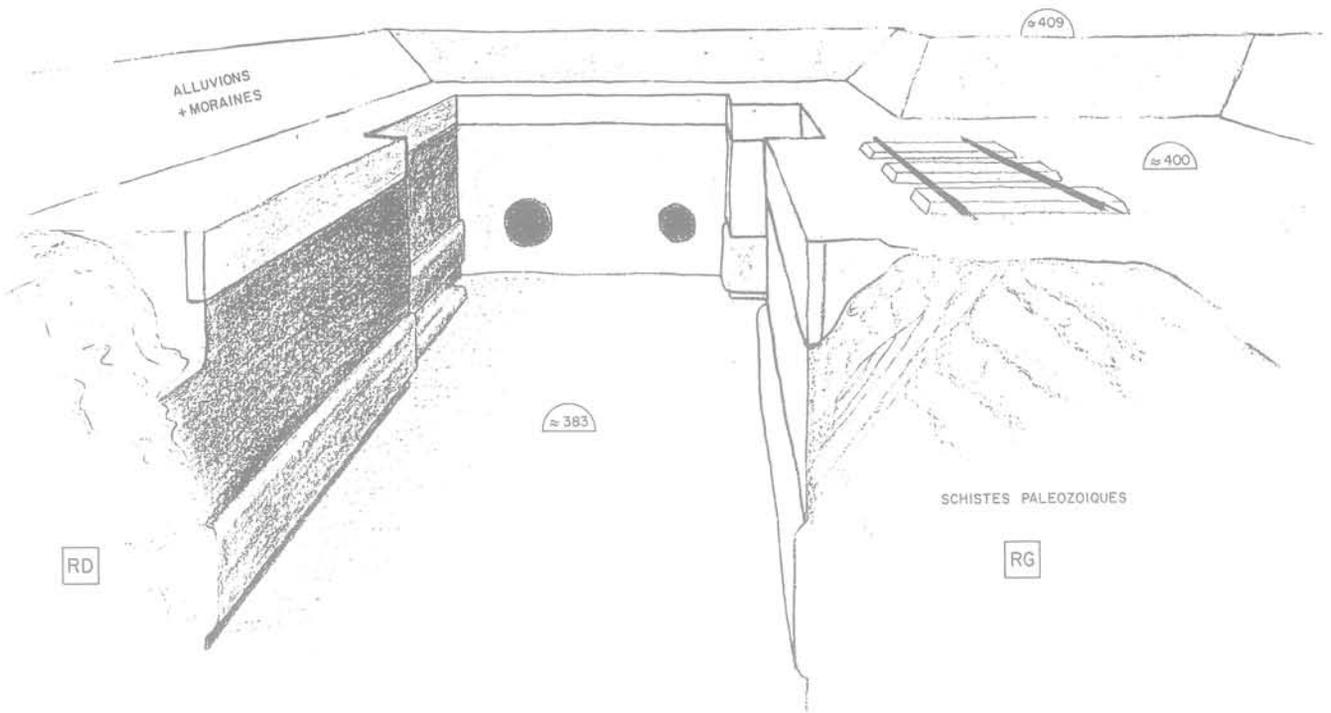


Fig. 2. — Vue schématique des terrassements.



Fig. 3a. — Glissement survenu dans les schistes au voisinage de la fouille de l'usine.



Fig. 3b. — Détail de la rupture.



général car, pour le talus rive gauche qui est le plus critique, les surfaces de rupture coïncident avec les plans de schistosité, où la cohésion est prise nulle.

Comme on l'a indiqué précédemment, un écran d'étanchéité avait été mis en place à l'extérieur de la fouille afin d'éviter un éventuel traitement d'interception des cheminements d'eau contradictoire avec l'existence des drains prévus en parement de la fouille et exécutés tous les 2 m au fur et à mesure de l'avance des terrassements.

De ce fait, aucune pression interstitielle n'a été prise en compte dans les calculs.

## 2.2. Logiciel TALREN

Le logiciel de calcul est le programme TALREN (Talus Renforcés) mis au point par TERRASOL, dont on rappelle ici les principales caractéristiques.

Le calcul est un calcul à la rupture le long d'une surface de rupture potentielle (plan, cercle, autre courbe...) traversée par les renforcements: barres passives, tirants précontraints (fig. 4).

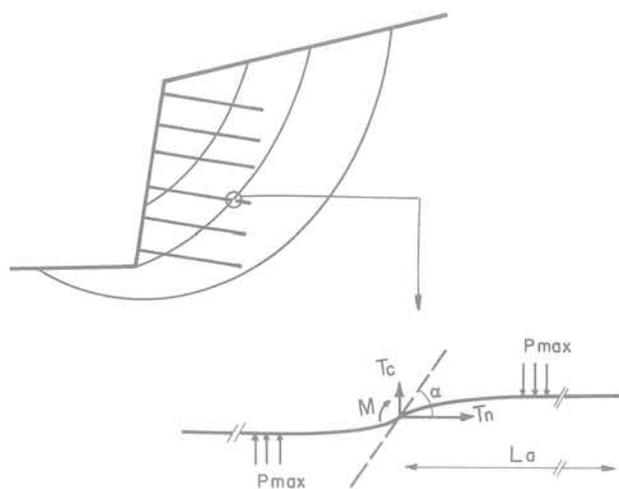


Fig. 4. — Paramètres utilisés pour la prise en compte des renforcements dans le logiciel TALREN.

Quatre critères sont à vérifier:

**2.2.1. Résistance de la barre:** les contraintes dans l'acier doivent être inférieures aux contraintes maximales mobilisables:

— s'il est fait abstraction du cisaillement sol-barre, on vérifie que l'effort de traction  $T_n$  est tel que  $T_n \leq \sigma_e \times S$  ( $\sigma_e$  limite élastique de l'acier,  $S$  section de la barre);

— si l'on souhaite prendre en compte traction et cisaillement, un calcul basé sur le principe du travail maximal permet de déterminer les valeurs de la traction  $T_n$  et du cisaillement  $T_c$  mobilisables en fonction de l'angle  $\alpha$  que fait la surface de rupture avec l'inclusion.

**2.2.2. Frottement sol-barres:** il faut vérifier que:

$$T_n \leq T_{nl}$$

$$\text{où: } T_{nl} = B \cdot \tau_e \cdot L_a = F \cdot L_a$$

avec:  $B$  diamètre de l'inclusion

$L_a$  longueur d'inclusion en arrière de la surface de rupture

$\tau_e$  frottement unitaire limite

$F$  frottement limite par mètre linéaire de barre

**2.2.3. Réaction normale sol-barres:** il faut vérifier que l'effort de cisaillement mobilisable dans l'inclusion peut être équilibré par la réaction du sol. Si l'on assimile l'inclusion à un pieu soumis à des efforts transversaux, on démontre que l'effort tranchant maximal mobilisable dans l'inclusion supposée infiniment longue par rapport à la longueur de transfert est:

$$T_c = \frac{B \ell_o}{2} P_{\max}$$

avec:  $B$  diamètre de l'inclusion

$$\ell_o \text{ longueur de transfert} = \sqrt{\frac{4EI}{k_s B}}$$

$EI$  rigidité transversale de l'inclusion

$k_s B$  module de réaction horizontale sol-clou

$P_{\max}$  réaction latérale mobilisée par le sol, que l'on prend en général égale à la pression de fluage pressiométrique

**2.2.4. Résistance au cisaillement du sol:** on vérifie que, le long de la surface de rupture, les contraintes de cisaillement au sein du sol sont inférieures à la résistance au cisaillement de celui-ci:

$$\tau \leq C + \sigma \tan \phi$$

avec:  $C$  cohésion

$\sigma$  contrainte normale

$\phi$  angle de frottement interne

Les coefficients de sécurité sont appliqués aux différents constituants du mur cloué:

— Sol:

Selon les cas, on adopte  $F_s = 1,3$  à  $1,5$  en réduisant la résistance par:

$$C^* = \frac{C}{F_s} \quad \tan \phi^* = \frac{\tan \phi}{F_s}$$

— Renforcement:

La traction de service  $T_n$  est limitée à une fraction de la traction limite élastique  $T_G$  par:

$$T_n = \frac{T_G}{F_R}$$

avec:

$$F_R = \frac{4}{3} \text{ ou } \frac{3}{2}$$

selon le cas (provisoire ou définitif).

— Interaction sol-renforcement

Le frottement limite sol-barre est affecté par le programme du même coefficient de sécurité que la résistance au cisaillement du sol.

Lorsque le cisaillement est pris en compte, la réaction normale sol-barre, limitée à la pression de fluage  $p_f$ , n'est pas affectée de coefficient de sécurité.

On notera que cette façon de procéder cumule les coefficients de sécurité et qu'il y aurait normalement lieu de les modifier dans le sens d'une réduction si l'on admettait une approche moins conservatrice.

Le programme TALREN utilise deux méthodes de calcul :

- bishop simplifiée en rupture circulaire,
- perturbations en rupture non circulaire.

### 2.3. Hypothèses propres à Ferrières

Dans le cas présent, nous n'avons pris en compte que la traction des barres, sans cisaillement.

Le frottement sol-barre était défini par sa valeur limite :

$$\tau_{lim} = 350 \text{ kPa}$$

déduites des abaques de Bustamante et Gianceselli (fig. 5) pour  $p_l$  compris entre 4 et 5 MPa et confirmée par les observations faites par TERRASOL sur différents sites de clouage intéressant des matériaux frottants à plus de 45°.

Une surcharge de 50 kPa simule les engins de manutention.

En rive gauche les talus de moraine étaient repoussés à une quinzaine de mètres de la fouille et à 4 ou 5 m en rive droite. Leur présence n'affectait pas a priori la stabilité générale de la fouille dont la hauteur pratique, en zone courante, était ainsi ramenée à 17 m.

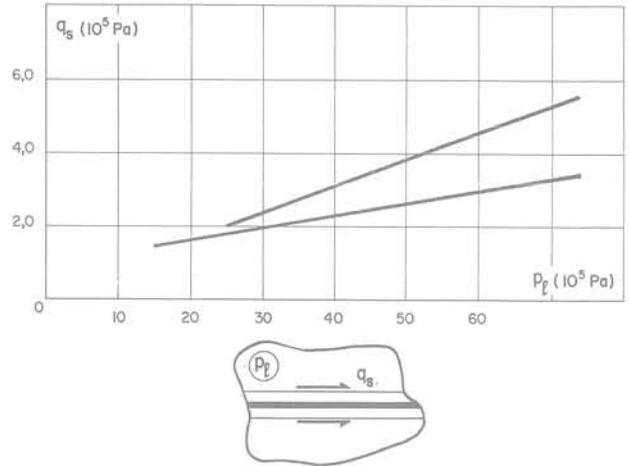


Fig. 5. — Extrait des abaques de Bustamante-Gianceselli relatifs au frottement sol-inclusion.

### 2.4. Dimensionnement du clouage

Un premier dimensionnement fait avec des inclusions de relativement forte capacité ( $T_G = 300$  à 600 kN selon les endroits) a abouti au schéma de clouage présenté figure 6. Sur cette figure les clous en traits pleins correspondent au profil typique de la rive droite. L'extension en pointillés correspond à la rive gauche où le pendage est défavorable.

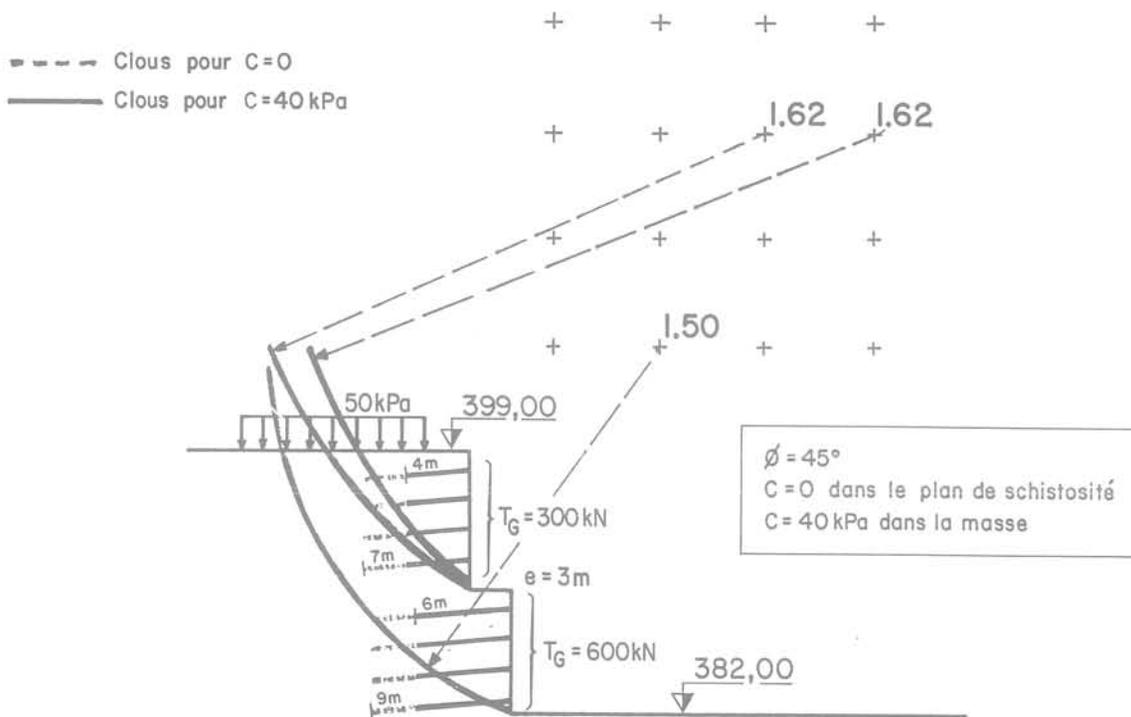


Fig. 6. — Premier schéma de clouage envisagé pour la fouille de l'usine.

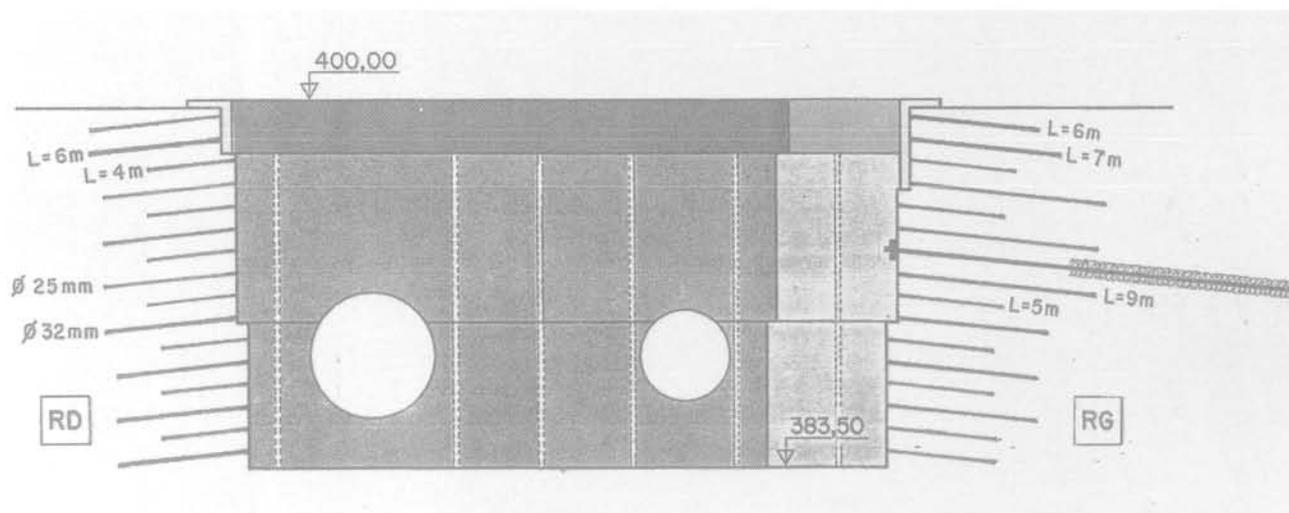


Fig. 7. — Schéma de clouage effectivement retenu.

Le maillage auquel aboutissait ce premier parti était de  $6 \text{ m}^2$  par clou.

A la demande d'E.D.F. qui souhaitait mettre en œuvre des clous de plus faible capacité et plus longs, un maillage plus dense a été étudié; les barres retenues étaient des aciers HA:

$$\begin{aligned} \varnothing 32 \text{ mm} & \quad T_G = 338 \text{ kN} \\ \varnothing 25 \text{ mm} & \quad T_G = 206 \text{ kN} \end{aligned}$$

travaillant aux  $2/3$  de la limite élastique.

Le coefficient de sécurité du sol a été réduit à  $F = 1,3$ .

Le schéma de clouage correspondant apparaît figure 7. La densité du maillage est double de la précédente. On notera que le calcul conduit, comme pratiquement toujours en pareil cas, à une longueur de clous relativement faible en tête. L'on sait maintenant par expérience, et le cas de Ferrières a contribué à cette réflexion, que ces longueurs théoriques sont trop courtes et qu'en pratique les deux premiers lits de clous devraient avoir une longueur se rapprochant de la hauteur du talus définitif. Ceci permet de constituer une sorte de dalle qui limite très sensiblement les mouvements de décompression en surface, renvoyant ainsi en profondeur les déformations horizontales nécessaires à la mise en traction des clous. Les tirants mentionnés en rive gauche ont été ajoutés à la suite de l'incident développé au point 3.

### 2.5. Réflexions sur le scellement

En pratique, les barres ont été placées dans des forages  $\varnothing 56 \text{ mm}$ , conduisant à une résistance théorique de scellement:

$$f = 350 \times \pi \times 0,056 = 62 \text{ kN/ml}$$

Un essai d'arrachement (fig. 8) a été fait sur une des barres en place ( $\varnothing 32 \text{ mm}$ ;  $T_G = 338 \text{ kN}$ ;  $L = 6 \text{ m}$ ). La barre s'est rompue au filetage de la tête pour une

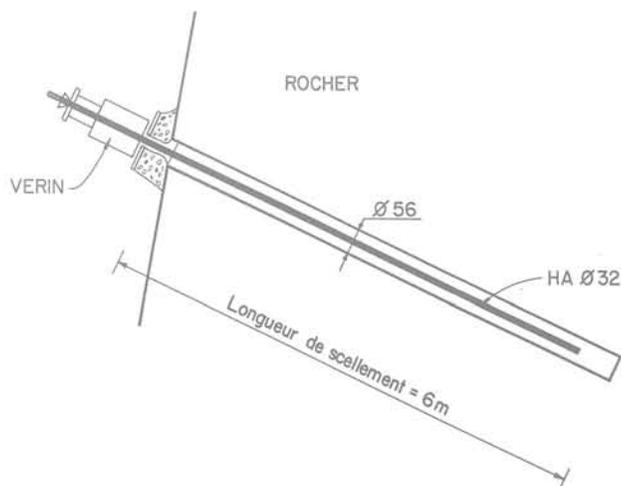


Fig. 8. — Schéma de l'essai d'arrachement pratiqué in situ.

traction de  $334 \text{ kN}$ . La résistance au scellement était donc telle que:

$$\begin{aligned} f & \geq \frac{334}{6} \\ f & \geq 56 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

Cette valeur est proche de la valeur théorique de calcul. Il aurait cependant été intéressant d'obtenir la valeur limite de l'adhérence en testant une longueur de scellement plus courte ( $2 \text{ m}$  par exemple).

### 3. L'INCIDENT

Le dispositif d'auscultation prévu pour le suivi de la fouille et indispensable à une bonne sécurité ne fût installé qu'avec un certain retard, alors que la fouille

RIVE GAUCHE Niveau 400NGF

- REPERE 1
- - - - - REPERE 3
- - - - - REPERE 5

RIVE DROITE Niveau 400NGF

- ..... REPERE 9

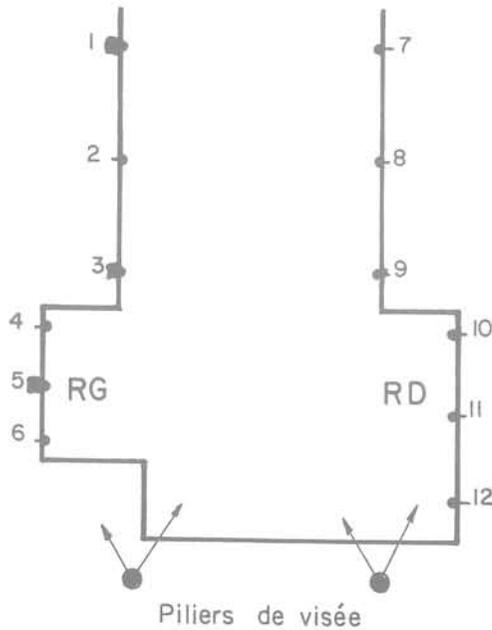


Fig. 9. — Implantation du dispositif d'auscultation par topométrie sur le couronnement de la fouille.

atteignait la cote 392. Il était constitué de 9 points sur la poutre de ceinture visés à partir de deux piliers (fig. 9). L'excavation s'était déroulée sans problèmes jusqu'alors.

A peine les premières mesures effectuées, une fissure apparut en rive gauche à une quinzaine de mètres en arrière du bord de la fouille (fig. 10) accompagnée de craquements. L'extrémité libre de la poutre s'est déplacée de 5 mm vers la fouille: repère 1 (fig. 11).

Bien que théoriquement il n'y avait pas à craindre de désordre majeur à la suite de cet «incident», il fut immédiatement décidé de:

- reboucher la fissure au mieux et de favoriser l'écoulement des eaux en surface afin d'éviter toute mise en charge de la fissure;
- assurer un complément de stabilité du massif par mise en place de 10 tirants dans la fouille à la cote 393 environ, plus 4 tirants pour accrocher le massif situé sur la plate-forme.

Les tirants font 1 000 kN en service, 20 m de long dont 12 m scellés. Les têtes sont reliées par une lierne

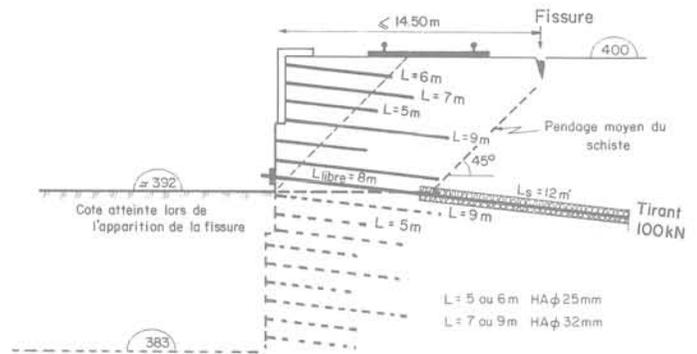


Fig. 10. — Coupe de la fouille lors de l'apparition de la fissure en arrière de la voie de grue.

de continuité en H.E.B. 300 bloquée par béton au radier.

Les terrassements se sont poursuivis sans aucun incident jusqu'à la fin de cette phase de chantier.

4. AUSCULTATION

La figure 11 montre l'évolution des déplacements observés depuis les deux piliers.

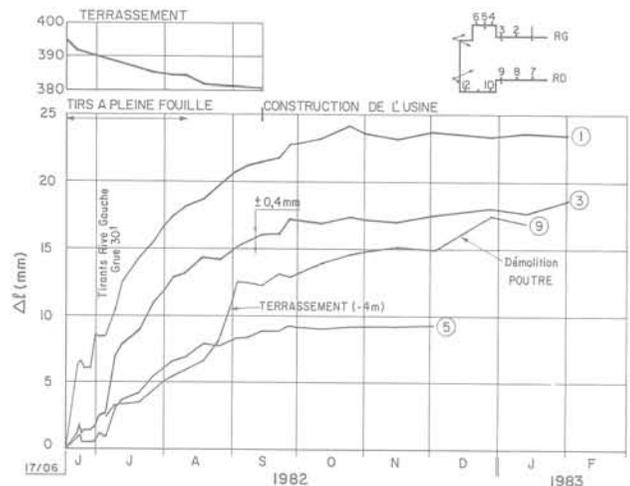


Fig. 11. — Evolution des principaux témoins en tête de fouille lors des terrassements.

Le déplacement maximum mesuré en extrémité de poutre (repère 1) a été de 25 mm après mise en place de l'auscultation; il convient d'y ajouter le déplacement antérieur qui a pu être de l'ordre de 8 à 10 mm la fouille faisant environ 8 m au moment des premières mesures. Cela conduit à un déplacement total de l'ordre de 35 mm, soit 2‰ de la hauteur de la fouille.

La stabilisation des mouvements est atteinte pratiquement à la fin de la période de terrassement, début octobre 1982, sauf pour le repère 9 qui subit un déplacement d'environ 1 mm par mois jusqu'à la

montée de la structure de l'usine (les terrassements dans cette zone étaient décalés par rapport aux terrassements dans la zone amont).

On notera la bonne précision de la mesure, de l'ordre de  $\pm 0,4$  mm sur les déplacements horizontaux.

Le pivotement de la poutre rive gauche, encastrée côté amont et libre côté aval, s'est confirmé tout au long du terrassement.

On ne dispose malheureusement pas de mesures de déplacement à des niveaux intermédiaires du mur qui auraient permis de compléter l'information sur le comportement de celui-ci le long d'une section verticale.

## 5. INTERPRÉTATION - COMMENTAIRES

L'origine de la fissuration observée est liée à la longueur relativement courte des barres de tête. La fissure est en effet apparue au-delà de l'extrémité des lits supérieurs et correspond à la phase de mise en tension des barres inférieures inhérente au mode de fonctionnement de l'ouvrage.

Il n'y a pas eu de rupture des barres, car il y aurait eu alors un effondrement brutal de la structure. Un calcul de stabilité refait a posteriori montre d'ailleurs qu'en faisant travailler l'acier à sa limite élastique, le coefficient de sécurité sur le sol et sur le scellement est supérieur à 1,8 pour la fouille à la cote 392.

Le mur s'est conduit comme un mur poids à l'avant de la fissure.

Les tirants ont certainement limité le développement du mouvement à la cote 393, la crête de la fouille a cependant continué à se déplacer. Ils ont eu, à notre sens, un intérêt essentiellement psychologique vis-à-vis du personnel de chantier amené à travailler au pied de la fouille.

Le déplacement rive gauche s'est certainement trouvé accentué par le fait que l'effet des explosifs utilisés pour le pré-découpage se faisait beaucoup plus sentir en rive gauche ou la schistosité guide les ondes vers la surface, alors qu'en rive droite elle a tendance à les enfouir. Des observations faites sur le chantier ont montré que les tirs étaient sensibles à plus de 200 m de la fouille en rive gauche, alors qu'ils n'étaient pratiquement pas ressentis en-dehors des abords immédiats en rive droite.

Les vibrations ont ainsi certainement eu tendance à provoquer un décollement des bancs rive gauche. On notera que, vis-à-vis de cet effet, le clouage constitue un confortement très efficace car il joue le même rôle que les coutures dans le béton armé vis-à-vis de la fissuration.

## CONCLUSION

Il s'agit d'une fouille importante. La solution adoptée conduisait à des volumes de béton et de terrassements beaucoup plus faibles que pour une solution mur poids. Le soin apporté par l'entreprise à sa réalisation a permis de limiter les hors-profilés et de tenir pratiquement les quantités théoriques, ce qui doit être salué compte tenu de la difficulté de ce chantier.

Actuellement (janvier 1984) le gros-œuvre de l'usine est pratiquement terminé.

## BIBLIOGRAPHIE

- BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, G. (1981). — *Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale*. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 113, pages 83 à 108.

## comportement expérimental des roches sous contraintes et déformations triaxiales

**E. GAZIEV\***

Docteur es Sciences techniques

**A. MOROZOV\***

Ingénieur Département des Fondations aux rochers

**V. CHAGANIAN\***

Ingénieur Département des Fondations aux rochers  
Institut Hydroproject, Moscou

Les massifs rocheux dans les conditions naturelles se trouvent pratiquement toujours dans un état de contrainte triaxial, c'est pourquoi l'étude de la résistance et de la déformabilité des massifs rocheux sous un chargement triaxial présente de l'intérêt pour l'élaboration des excavations souterraines et des projets des fondations rocheuses des grands ouvrages.

L'étude de la résistance et de la déformabilité des échantillons de roches en laboratoire s'effectue, habituellement, sous un chargement uniaxial pour lequel sont déterminées les caractéristiques telles que: résistance à la compression, résistance à la traction, module de déformation, coefficient de Poisson, etc.

Dans un état triaxial de contrainte et de déformation toutes ces caractéristiques deviennent fonctions des contraintes principales et de leurs relations réciproques, ce qui complique considérablement leur définition et, dans ces conditions, la notion de «résistance» demande à être précisée, car définir cette résistance comme contrainte maxima que le matériau est capable de supporter sans rupture, n'est pas complètement satisfaisant.

Premièrement, il est nécessaire de préciser la notion de rupture, car celle-ci commence presque dès le début de la sollicitation du matériau et continue pendant l'accroissement de la charge, en passant d'un niveau à l'autre; et, deuxièmement, les matériaux rocheux lorsqu'ils sont confinés sont capables de supporter des charges croissantes. L'échantillon n'ayant pas la possibilité de «se désagréger», le processus de sa rupture continue même pendant le passage du niveau microscopique au niveau macroscopique.

Ainsi, dans les conditions triaxiales de contrainte et de déformation la «résistance du matériau rocheux» sera définie par une combinaison déterminée des contraintes principales qui provoque le commencement de la macrorupture et un changement des propriétés du matériau tel qu'il ne lui permet pas de satisfaire aux conditions initiales nécessaires à son utilisation. Le critère du changement des propriétés du matériau est, généralement, une brusque variation de sa déformabilité correspondant au passage, dans le processus de formation des fissures, du niveau microscopique au niveau macroscopique.

\* Volokolamskoïe chaussée, 125080 Moscou, URSS.

Le système des contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  qui provoque la rupture, peut être représenté par un point dans l'espace des contraintes principales et l'ensemble de tels points peut être décrit par la surface :

$$f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0 \quad (1)$$

caractérisant la résistance du matériau dans l'état de contrainte triaxial.

Nous admettons dans le présent rapport que  $\sigma_1$ , est la contrainte principale majeure et  $\sigma_3$  la contrainte principale mineure ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ), la compression étant positive.

## ETUDE DE LA RÉSISTANCE

La dilatation latérale libre du matériau rocheux n'ayant pas la possibilité de se manifester sous la charge, l'augmentation de l'une des contraintes principales provoque l'augmentation des deux autres contraintes. De plus, l'augmentation des contraintes latérales a lieu aussi, une fois la limite de la résistance du matériau atteinte. Cette augmentation de la contrainte latérale assure l'accroissement de la capacité portante. L'exception concerne seulement les zones du massif rocheux adjacentes à la surface libre ou à l'excavation souterraine sans soutènements, dans lesquelles se crée un état de contrainte biaxial et non triaxial.

Ainsi, au cours de l'étude expérimentale de la résistance du matériau dans l'état de contrainte triaxial il est indispensable d'assurer non seulement l'application de la charge triaxiale (satisfaire aux conditions de contrainte), mais aussi la restriction correspondante des déformations volumétriques (satisfaire aux conditions de déformabilité), conditionnées par les caractéristiques de déformation du matériau étudié.

Dans ce but, au Laboratoire de mécanique des roches de l'Institut «Hydroproject» a été mise au point une installation spéciale permettant de tester un échantillon cubique de  $20 \times 20 \times 20$  cm de dimensions en reproduisant la rigidité du massif encaissant.

L'impossibilité d'avoir une dilatation latérale libre de l'échantillon conduit à une augmentation, par rapport à leurs valeurs initiales, des contraintes  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  proportionnellement à l'augmentation de la contrainte  $\sigma_1$ .

Après la rupture de l'échantillon qui est définie par un brusque changement des diagrammes de déformations et par une brusque augmentation de l'intensité de l'émission acoustique, l'accroissement des contraintes  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  continue avec l'accroissement de  $\sigma_1$ , mais avec un autre facteur de proportionnalité.

Il en résulte qu'une fois l'échantillon sur la surface de résistance  $f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = 0$ , il ne la quitte plus et, avec l'augmentation de la contrainte  $\sigma_1$ , «glisse» le long de la surface.

Sur la figure 1a est représentée l'enveloppe des cercles de Mohr construits d'après les résultats d'essais des échantillons dans l'état de contrainte triaxial à  $\sigma_2 = \sigma_3$ , et sur la figure 1b sont montrés les cercles de Mohr

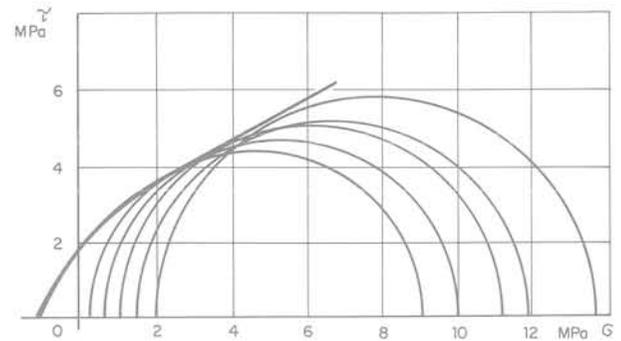


Fig. 1a. — Courbe enveloppe de Mohr pour différents résultats expérimentaux.

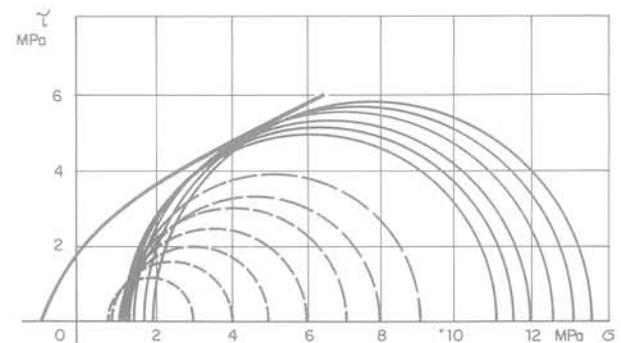


Fig. 1b. — Courbe enveloppe de Mohr au cours d'essais avec expansion latérale contrôlée.

construits pour un échantillon essayé dans l'installation avec la restriction contrôlée de la dilatation latérale.

En arrivant sur la surface enveloppe des cercles de Mohr, le tenseur de contraintes commence à glisser suivant la surface de résistance, ce dont témoignent tous les cercles de Mohr suivants qui sont tangents à l'enveloppe.

Ce glissement du tenseur des contraintes suivant la surface limite de résistance est plus évident sur la courbe de résistance construite en coordonnée  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  et  $(\sigma_1 + \sigma_3)$  et présentée sur la figure 2.

La sollicitation de l'échantillon jusqu'à sa rupture a lieu suivant la ligne droite inclinée, dont l'angle d'inclinaison est déterminé par la rigidité du massif encaissant : plus la rigidité du massif est grande (plus la restriction de la dilatation latérale de l'échantillon est importante), plus l'angle d'inclinaison de cette droite sur l'axe des abscisses est petite. Avec l'absence de restriction latérale (essai de compression simple) la droite de charge a une inclinaison de  $45^\circ$  et joint l'origine des coordonnées au point correspondant à la résistance à la compression simple ( $R_c$ ).

En arrivant à la «surface de résistance», le tenseur des contraintes commence à glisser suivant cette dernière. Ce procédé permet d'obtenir au cours des essais d'un seul échantillon non seulement un point de la surface de rupture, qui est généralement le résultat des essais classiques avec les appareils triaxiaux, mais toute une zone de cette surface.

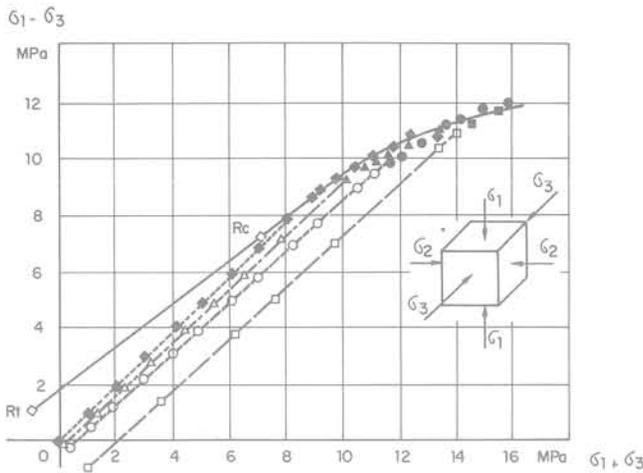


Fig. 2. — Courbe limite pour des échantillons intacts de gypse.

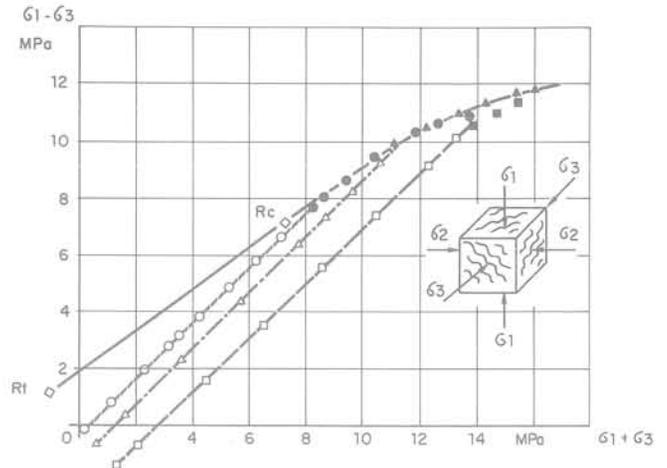


Fig. 3. — Courbe limite pour des échantillons préalablement écrasés.

Si l'échantillon est déchargé et ensuite de nouveau rechargé, il atteindra la surface de résistance au point même où le déchargement a commencé. Autrement dit, dans les conditions de restriction de la dilatation latérale, l'échantillon devient plus résistant après la rupture grâce à la naissance des contraintes latérales qui ne disparaissent pas complètement lors du déchargement. On peut donc dire que pendant la rupture, l'échantillon se bloque lui-même dans le massif, en créant une contrainte latérale supplémentaire due à l'augmentation de volume provoquée par la rupture. Si cette contrainte latérale supplémentaire est enlevée, l'échantillon écrasé se comporte de nouveau pendant son rechargement comme un échantillon intact, non remanié.

Les résultats des essais itératifs des échantillons déjà écrasés sont présentés sur la figure 3.

Il en résulte la conclusion très importante mais paradoxale que la résistance du matériau rocheux dans les conditions d'une restriction même insignifiante de la dilatation latérale ne diminue pratiquement pas après la rupture. Vous pouvez voir les faces d'un échantillon cubique après la rupture et avant la deuxième épreuve sur la figure 4.

L'utilisation des coordonnées  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  et  $(\sigma_1 + \sigma_3)$  est admissible seulement dans le cas où deux des trois contraintes principales sont égales ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ). En général, il est indispensable d'utiliser les trois contraintes principales dans la représentation et l'analyse des résultats.

La forme la plus utile de la représentation des résultats d'essais des matériaux rocheux dans l'état de contrainte triaxial est l'utilisation en tant que coordonnées, du premier invariant du tenseur des contraintes :

$$\sigma^I = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2)$$

qui est le triple de la contrainte normale moyenne et de la racine carrée du deuxième invariant du déviateur du tenseur des contraintes :

$$\sqrt{\sigma_d^{II}} = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3)$$

représentant trois fois la contrainte tangentielle octaédrique.

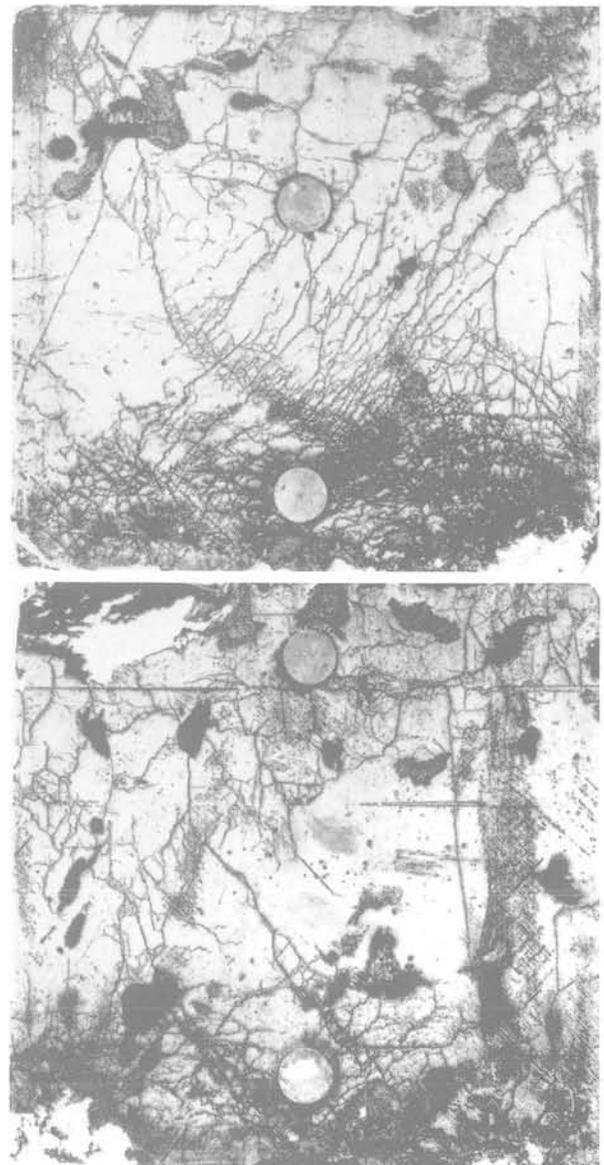


Fig. 4. — Les faces d'un échantillon cubique après la rupture et avant la deuxième épreuve.

Pour la représentation des résultats sous une forme adimensionnelle permettant de comparer les données obtenues par divers auteurs avec des roches différentes, nous proposons d'utiliser les coordonnées suivantes :

$$\sigma_* = \frac{\sigma^I}{R_c} \tag{4}$$

$$\tau_* = \sqrt{\frac{\sigma_d^{II}}{2 R_c^2}} \tag{5}$$

où  $R_c$  est la résistance du matériau à la compression simple.

Le diagramme  $\tau_* = f(\sigma_*)$  de la figure 5 représente nos résultats et les résultats obtenus par d'autres secteurs. Tous ces résultats témoignent de la relation étroite entre les coordonnées  $\tau_*$  et  $\sigma_*$  où le point (1,1) correspond à la résistance à la compression simple, c'est-à-dire :  $\sigma_1 = R_c$ ;  $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ .

### ETUDE DE L'ÉMISSION ACOUSTIQUE PENDANT LE CHARGEMENT TRIAXIAL DES ÉCHANTILLONS

L'utilisation de l'émission acoustique permet d'étudier les processus de la formation des fissures ayant lieu dans les matériaux pendant leur chargement.

L'émission acoustique est provoquée par les processus d'autogénération et de propagation dans le matériau des ondes élastiques des contraintes. En ce qui concerne les essais de matériaux rocheux, on peut distinguer deux niveaux de l'émission acoustique en fonction de la nature des sources :

- microniveau lié au maclage, glissement intergranulaire ou à l'intérieur des grains minéraux et aux dislocations entre ces derniers;
- macroniveau lié à la fissuration et à la rupture de volumes de matériau plus importants ou au déplacement réciproque de ses parties structurales.

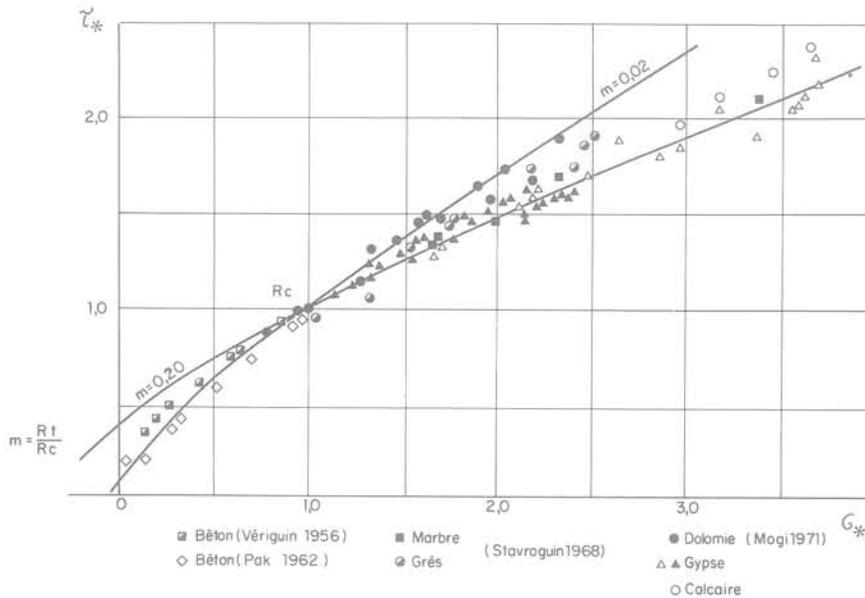


Fig. 5. — Courbe limite en coordonnée  $\tau_*$ ,  $\sigma_*$  d'après les résultats expérimentaux de différents auteurs.

L'existence d'une telle relation valable pour les différents types de roches permet de considérer la courbe limite obtenue  $\tau_* = f(\sigma_*)$  comme une expression généralisée de la surface de résistance.

Pour la description analytique de cette surface de résistance on peut utiliser la relation :

$$\sigma_* + m = (1 + m) \left( \frac{\tau_* - m}{1 - m} \right)^{1,3} \tag{6}$$

où :

$$m = \frac{R_t}{R_c} \tag{7}$$

$R_t$  résistance du matériau à traction,  
 $R_c$  résistance à la compression simple.

Nous avons utilisé une installation qui a permis d'enregistrer l'amplitude des impulsions, leur intensité (nombre d'impulsions de l'émission acoustique pendant une seconde), la puissance des impulsions et leur quantité totale. Les mesures des paramètres de l'émission acoustique ont été effectuées tant au cours des essais à la compression simple des échantillons que pendant leur chargement triaxial.

Toutefois indépendamment du schéma de chargement, on peut déceler les trois stades suivants de la propagation des signaux de l'émission acoustique :

- premier stade : accroissement successif de tous les paramètres de l'émission acoustique;

— deuxième stade: stabilisation de tous les paramètres;

— troisième stade: augmentation brusque et rapide de tous les paramètres de l'émission acoustique, qui témoigne du commencement de la macrorupture du matériau, autrement dit de «la limite de résistance du matériau».

La figure 6 représente très nettement tous les trois stades sur un échantillon de gypse essayé en chargement uniaxial. Les essais montrent que, d'habitude, juste avant le commencement du troisième stade, c'est-à-dire avant que la limite de résistance du matériau soit atteinte, sur le diagramme de l'émission acoustique surgit un «signal aigu» annonçant la rupture.

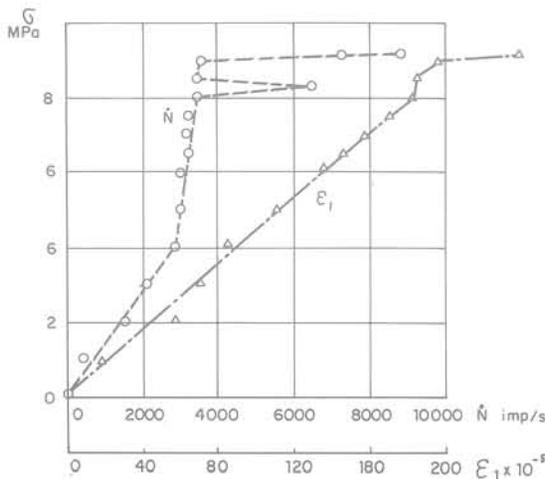


Fig. 6. — Variation de l'intensité de l'émission acoustique pendant un essai de compression simple.

Il faut souligner que les signaux de l'émission acoustique surviennent presque immédiatement après l'application de la charge à l'échantillon. Cela témoigne du fait que la formation et le développement des fissures commencent immédiatement avec le début du chargement de l'échantillon, en passant, au fur et à mesure de l'accroissement de la charge, du microniveau au macroniveau.

### ETUDE DES DÉFORMATIONS D'UN ÉCHANTILLON PENDANT SON CHARGEMENT TRIAXIAL

Les déformations des échantillons sous charge ont été mesurées à l'aide de capteurs installés directement sur les faces de ces derniers.

Le dépouillement et l'analyse des résultats ont été effectués sous forme d'une relation entre la racine carrée du deuxième invariant du déviateur des déformations:

$$\sqrt{\epsilon_d^{\text{II}}} = \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2} \quad (8)$$

et la racine carrée du deuxième invariant du déviateur des contraintes:

$$\sqrt{\sigma_d^{\text{II}}} = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (9)$$

où  $\sigma_1, \sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales sur les faces de l'échantillon cubique essayé et  $\epsilon_1, \epsilon_2$  et  $\epsilon_3$  sont les déformations relatives de l'échantillon dans les directions correspondantes.

Sur la figure 7 est représenté le diagramme de cette relation pour les échantillons «intacts» et écrasés pendant leurs essais itératifs. Il est assez facile de se persuader que dans les coordonnées indiquées les résultats d'essais sont étroitement liés entre eux, et la relation entre les composantes du tenseur des déformations et celles du tenseur des contraintes est linéaire jusqu'à la rupture et l'angle d'inclinaison de cette relation à l'axe des déformations caractérise le module de déformation ou le module de cisaillement du matériau essayé:

$$\frac{\sqrt{\sigma_d^{\text{II}}}}{\sqrt{\epsilon_d^{\text{II}}}} = \frac{E}{1 + \nu} = 2G \quad (10)$$

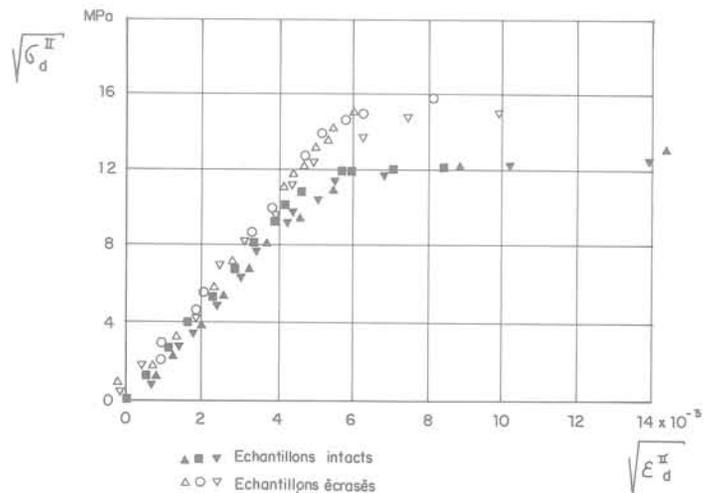


Fig. 7. — Diagramme de déformation.

Pendant la rupture, a lieu une brusque diminution du module de déformation (ou une brusque augmentation du coefficient de dilatation (latérale) et, après l'enlèvement de la charge, au cours de son rechargement l'échantillon travaille, après une charge déterminée, de nouveau d'une manière élastique avec un module de déformation un peu plus grand.

La figure 8 représente le diagramme de chargement et de déchargement d'un échantillon de gypse, permettant de voir son «renforcement» ou écrouissage après la rupture et sa consolidation assurant l'accroissement du module de cisaillement et, donc, du module de déformation.

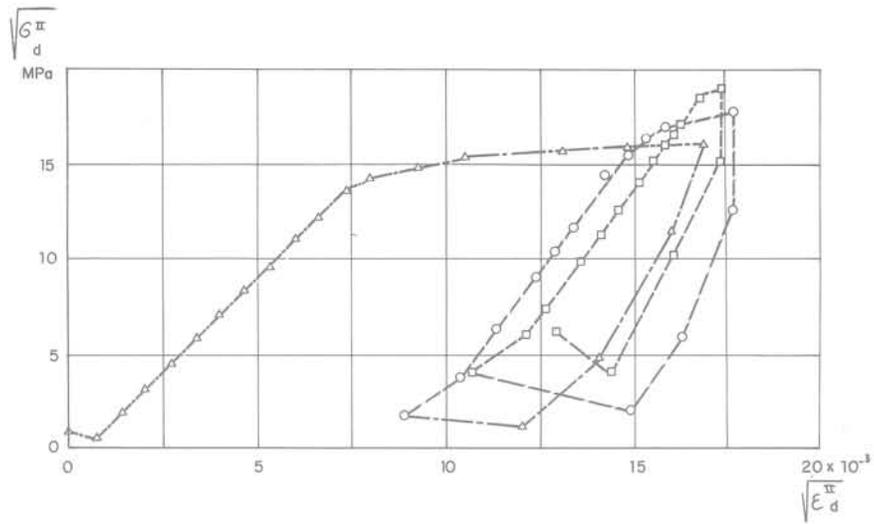


Fig. 8. — Diagramme de déformation (chargement-déchargement) d'un échantillon de calcaire en coordonnées  $\sqrt{\sigma_d^{II}}$ ,  $\sqrt{\epsilon_d^{II}}$ .

# étude expérimentale et modélisation numérique de vibrations induites dans un tunnel de métro

F. CHAPEL

Chef de Travaux, Ecole Centrale des Arts et Manufactures\*

D. LEFEBVRE

Chercheur, Ecole Centrale des Arts et Manufactures\*

## AVANT-PROPOS

Le réseau ferré de la R.A.T.P. comprend 250 km de lignes souterraines, implantées à proximité des immeubles riverains. La circulation des trains provoque des vibrations qui se transmettent à travers le sol, accompagnées de grondements sourds qui sont d'autant plus sensibles que l'exploitation des lignes ne s'arrête que pendant quatre heures trente la nuit. Afin de mieux lutter contre les nuisances, la R.A.T.P. a souhaité pouvoir disposer d'un outil lui permettant de mieux connaître les phénomènes de propagation en fonction de la nature des sols. Elle a fait appel au Laboratoire de Mécanique des Sols-Structures du centre de recherche de l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures et, sous la direction du Professeur BIAREZ, une équipe de recherche a été formée, animée par MM. CHAPEL et LEFEBVRE. Ainsi a vu le jour une nouvelle application de méthodes numériques à l'analyse des phénomènes vibratoires dans les sols avec pour objectif final l'amélioration de la qualité de la vie de centaines de riverains.

## INTRODUCTION

Le problème des vibrations induites par les rames de métro dans le sol et les immeubles riverains était ordinairement abordé au cas par cas, de façon empirique. Le développement récent des méthodes numériques appliquées à la mécanique des milieux continus nous a permis d'envisager une approche différente, s'inscrivant dans une méthodologie plus générale, qui est celle de la mécanique des milieux continus appliquée aux sols.

Nous avons ainsi eu recours à un modèle de calcul dans lequel les matériaux en présence (sol, béton...) sont supposés être des *matériaux continus*, dotés chacun d'une *loi rhéologique*, soumis à des *efforts extérieurs* (passage du train) et à des *conditions aux limites* bien définies. Ce modèle pourra servir d'outil prévisionnel et curatif des vibrations dues au métro.

Les recherches ayant conduit à la mise au point et à la validation numérique et expérimentale de ce modèle ont été réalisées grâce au concours actif de la R.A.T.P., Direction des Services Techniques, Service des Etudes, Division Environnement et Confort.

\* 92290 Chatenay-Malabry.

Nous remercions particulièrement Madame Lizerand ainsi que Messieurs Flahaut et Colline pour l'appui constant qu'ils nous ont prodigué tout au long de cette étude.

## 1. MÉTHODOLOGIE DE RECHERCHE

Pour cela, les équations fondamentales de la dynamique ont été résolues à l'aide d'un code de calcul *Éléments Finis* dont le principe est détaillé plus loin (§ 1.4) et pour lequel une loi de comportement viscoélastique linéaire a été adoptée.

### 1.1. Principe de validation d'un code de calcul par des essais in situ

L'exploitation industrielle ultérieure du code de calcul est subordonnée à sa fiabilité par rapport à la réalité in situ. D'un point de vue fondamental, cette fiabilité s'appuie sur :

— la validation de l'hypothèse de la visco-élasticité linéaire, fondée elle-même sur l'hypothèse de petites déformations ;

— notre capacité à estimer les valeurs des paramètres d'entrée du modèle de calcul, que l'on peut ranger en trois classes :

- les propriétés mécaniques du sol et des matériaux du tunnel ;
- la géométrie du système tunnel/sol ;
- l'excitation à la source (à la base des rails).

Nous nous sommes attachés dans cette étude au deuxième point après avoir accepté l'hypothèse de comportement viscoélastique linéaire pour l'ensemble des composants du système sol-tunnel. Pour l'explicitier, nous avons été conduits à concevoir un plan d'essai de validation en grandeur réelle, par étapes découplant au maximum les effets des différents paramètres. Ce plan est précisé par l'organigramme de la figure 1.

Remarquons qu'un tel programme expérimental de validation, du fait du grand nombre de voies de mesure qu'il suppose (16 dans notre étude) et du volume du traitement ultérieur, doit être réalisé à l'aide d'un procédé d'acquisition P.C.M. (« Pulse Code Modulation ») compatible avec un micro-ordinateur adapté : le schéma de la chaîne d'acquisition et de traitement utilisée est donné sur la figure 2.

### 1.2. Essais sismiques pour la recherche des propriétés du sol

Les paramètres de la loi viscoélastique linéaire ont été mesurés par des essais sismiques entre sondages (« cross hole ») de type différentiel (voir figure 3). Ces essais, fondés sur l'examen des signaux sismiques [1] se propageant à partir d'une source impulsionnelle située au sein du massif de sol, ont l'avantage :

— d'être compatibles avec les essais de laboratoire au triaxial cyclique, dans le domaine des faibles déformations ( $\epsilon < 10^{-6}$ ) [2], qui est bien le domaine concerné par les problèmes de nuisances ;

— d'être bien adaptés aux mesures d'hétérogénéités dynamiques par couches, contrairement à tous les essais sismiques de surface (sismique-réfraction, essais « surface-sondage » ou « down hole ») ;

— de conduire à la connaissance des deux vitesses d'ondes P et S du milieu, donc des deux paramètres de l'élasticité linéaire G (module de cisaillement) et  $\nu$  (coefficient de Poisson), à condition :

• d'utiliser une source d'impulsion qui engendre une composante S repérable facilement dans les trains d'ondes,

• d'éviter, par un positionnement convenable de la source et des capteurs, l'interférence au niveau des capteurs de différents types d'ondes (réflexions et réfractions dues aux hétérogénéités),

— de constituer dans un avenir proche, un moyen de mesure de la viscosité, à condition d'analyser les signaux, non seulement en termes de temps de propagation, mais aussi en termes d'évolution de forme et de contenu fréquentiel.

Le troisième paramètre de la loi rhéologique adoptée, la viscosité, est estimé en laboratoire par mesure de l'amortissement dans l'essai triaxial cyclique.

Le dépouillement des essais sismiques conduit donc aux paramètres de la loi viscoélastique qui font partie des données à introduire dans le code de calcul.

### 1.3. Code de calcul [3]

Le problème à traiter est celui de la détermination du signal induit par un train et de son transfert dans les couches de sol jusqu'aux structures concernées par les nuisances. Grâce à l'hypothèse de linéarité des propriétés du sol, le problème sera circonscrit lorsque seront connues, dans le domaine fréquentiel, les fonctions de transfert entre la source et les points de mesure.

A partir de là, la mesure de la vibration en un point du sol peut permettre, par la résolution du problème inverse, de trouver l'excitation due au train, puis la réponse en tout point du sol. Ainsi, dans des conditions idéales, les calculs à mener pour modéliser le comportement dynamique du tunnel et du sol environnant devraient prendre en compte le caractère tridimensionnel du problème, l'interaction entre les différents composants ainsi que l'hétérogénéité du sol.

Afin de déterminer plus aisément les rôles des différents paramètres, il aurait été intéressant de pouvoir diviser l'ensemble sol-structure en sous-structures mais, au vu de l'hétérogénéité du sol, de la forme du tunnel et de la présence de sol injecté sous le radier, les composants se sont avérés trop nombreux et complexes.

Une méthode numérique directe s'est ainsi imposée : la méthode des éléments finis est adaptée à ces problèmes fortement hétérogènes puisque chaque élément,

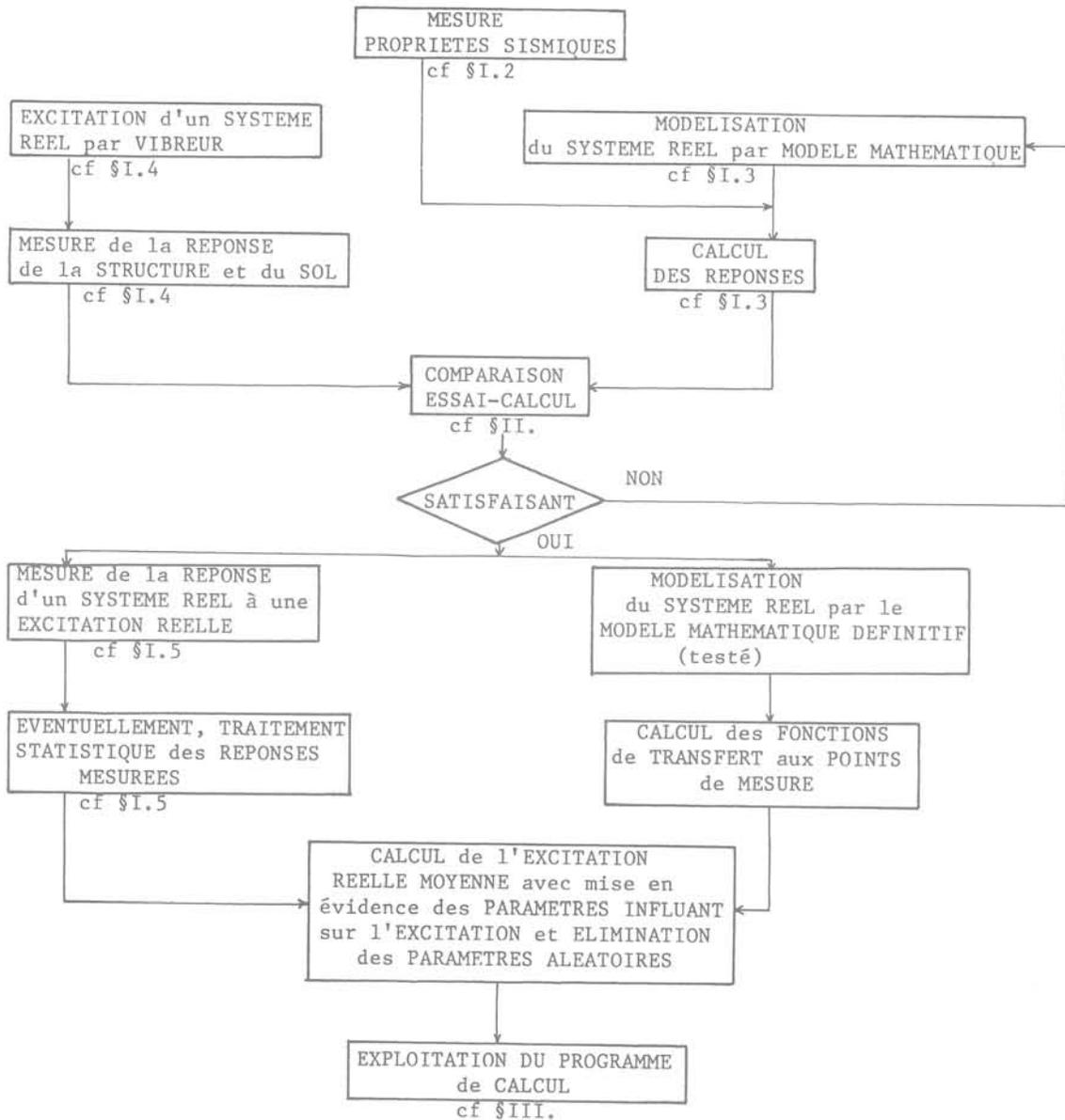


Fig. 1. — Organigramme de recherche pour la validation du code de calcul par confrontation avec un programme d'essais in situ.

en cas extrême, peut disposer de propriétés mécaniques propres.

Cependant, un calcul réellement tridimensionnel reste d'un coût prohibitif lorsque le domaine concerné est de dimension infinie dans une ou plusieurs directions.

Les calculs ont pour cette raison été menés à l'aide d'un code éléments finis bidimensionnels à déformation plane. Cette limitation importante a eu une forte incidence sur la méthodologie des essais afin que les résultats de ceux-ci puissent être comparés aux valeurs calculées. Le code de calcul résout les équations de l'élastodynamique stationnaire. Les conditions aux limites de radiation de l'énergie aux frontières artificielles sont prises en compte par des amortisseurs d'ondes P

et S pour la frontière horizontale et par des amortisseurs neutralisant les modes propres discrétisés de vibration horizontale et verticale de la frontière latérale (frontières consistantes).

Des essais harmoniques ont été mis en œuvre afin d'obtenir la validation du code de calcul et de ses paramètres d'entrée. Ils servent ensuite à la détermination des fonctions de transfert dans le sol et au calcul inverse conduisant à l'excitation due au train.

#### 1.4. Essais harmoniques

La validation expérimentale du code de calcul suppose une bonne modélisation de la sollicitation dynamique,

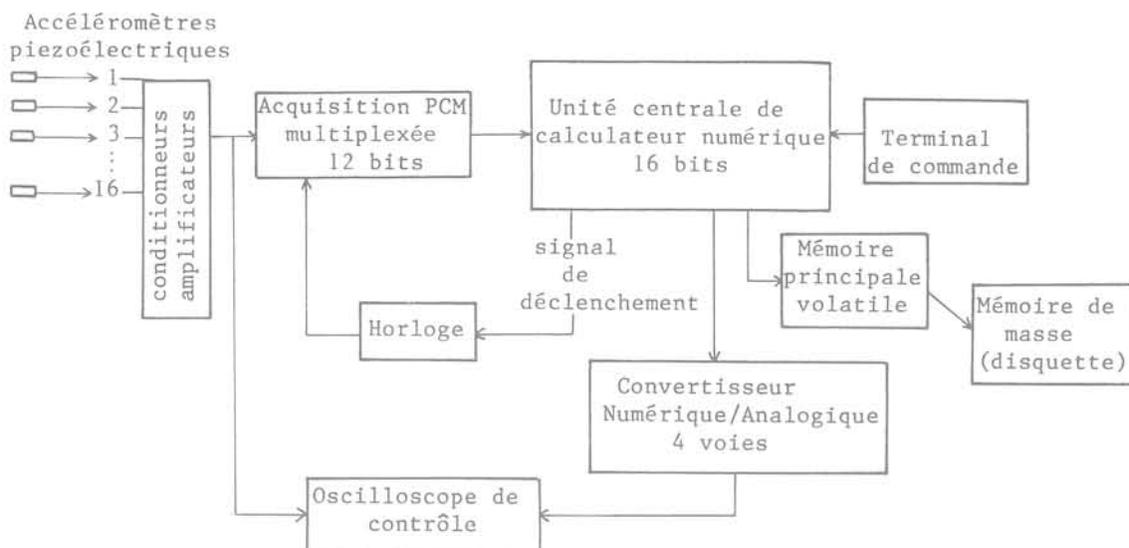


Fig. 2. — Schéma de la chaîne de saisie et de traitement des données.

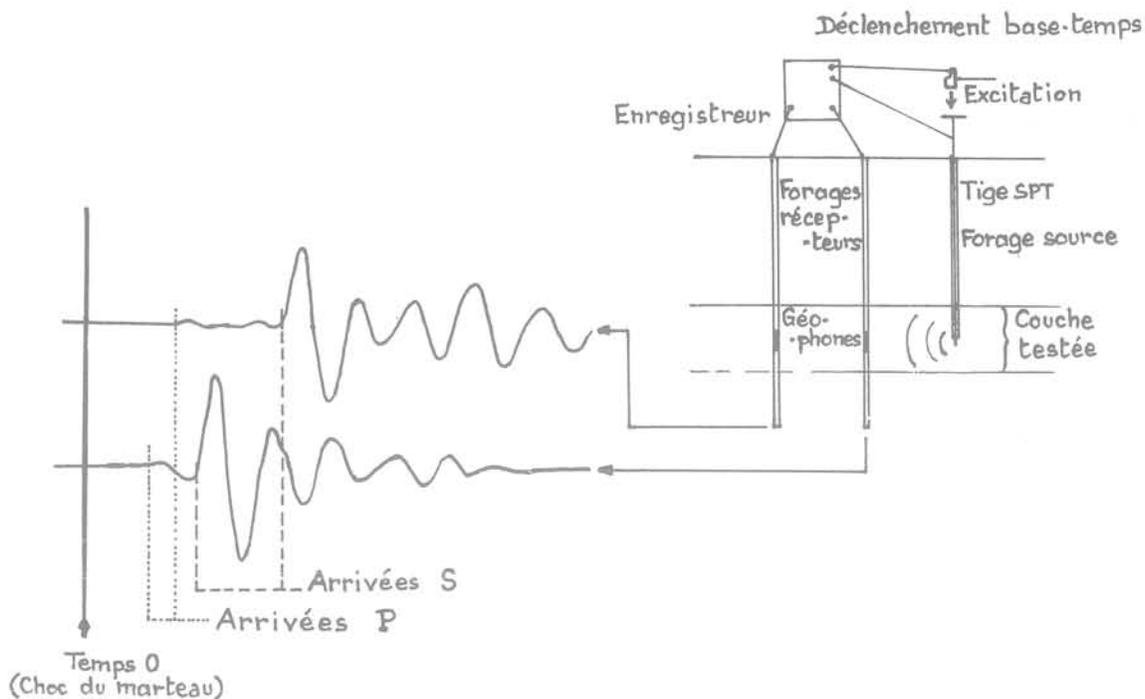


Fig. 3. — Enregistrement de l'essai sismique entre sondages à deux voies.

Essai réalisé dans du calcaire à Paris à 14 m de profondeur.

Echelles : abscisse 2ms/division  
ordonnée 10mV/division.

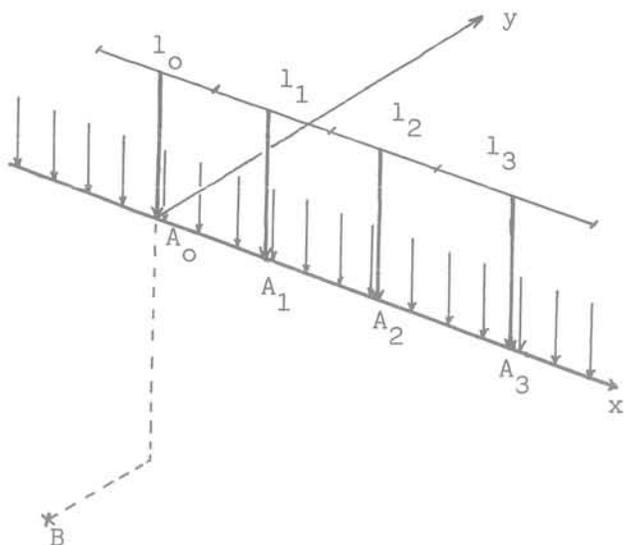


Fig. 4. — Equivalence d'une excitation linéique répartie et d'une suite discrète d'excitations ponctuelles.

donc une bonne maîtrise de l'excitation à mettre en œuvre in situ. Pour cela, nous avons eu recours à une chaîne d'excitation asservie délivrant un signal quasi ponctuel sinusoïdal de fréquence et d'amplitude pilotables. Se pose donc le problème de pouvoir reproduire correctement à l'aide de ce matériel les hypothèses de base du modèle de calcul, soit :

— L'hypothèse d'harmonicité facilement accessible et stable dans un domaine de fréquences défini par la courbe du vibreur (soit 0 à 100 Hz).

— L'hypothèse de bidimensionalité avec répartition linéique continue et constante de l'excitation le long de l'axe des rails, sur le radier. Cette force répartie  $p = p_0 \exp(i \omega t)$  (fig. 4) a été reproduite expérimentalement par une suite discrète de forces quasi ponctuelles  $Q_j$  appliquées aux points d'ancrage successifs  $A_j$  du vibreur :

$$Q_j = P_j \exp i (\omega t + \psi_j)$$

où  $\psi_j$  est le déphasage fictif découlant de la dérive de l'instant initial d'enregistrement au cours des différents enregistrements.

Les accélérations  $\Gamma_j$  engendrées en un point de mesure B par chaque force ponctuelle séparée  $Q_j$  s'écrivent :

$$\Gamma_j = \gamma_j \exp i (\omega t + \psi_j + \theta_j)$$

où  $\theta_j$  est le déphasage entre la force appliquée et l'accélération mesurée. Ces accélérations sont recomposées pour donner l'accélération linéique  $\Gamma$  autour du point B due à la fois à la force linéique  $p = p_0 \exp(i\omega t)$ .

$$\Gamma = \sum_{j=-\infty}^{+\infty} \frac{\gamma_j l_j p_0}{P_j} \exp i(\omega t + \theta_j)$$

grandeur véritablement calculée par le modèle de calcul bidimensionnel à déformation plane.

Dans la pratique, la contribution de  $A_j$  devient négligeable devant la contribution cumulée de  $A_0, A_1, \dots, A_{j-1}$  lorsque  $j > 3$  avec  $l_j = 4$  m.

### 1.5. Excitation due au passage d'un train

Les tests expérimentaux de fiabilité du code de calcul étant réalisés, il reste à définir la méthode d'estimation de l'excitation réelle due au passage d'un train. Pour cela, on observe en un point B situé à proximité du tunnel l'évolution au cours du temps de l'accélération ponctuelle  $\gamma(t)$ .

Pour utiliser cette information dans la recherche de l'excitation due au passage du train, on dispose d'un code de calcul bidimensionnel à déformation plane qui, à partir de la transformée de Fourier  $P(f)$  d'un signal linéique  $p(t)$ , calcule la transformée de Fourier  $A(f)$  de l'accélération linéique  $a(t)$  au point B grâce à la fonction de transfert  $H(f)$  :

$$A(f) = H(f) \cdot P(f)$$

$$a(t) = h(t) * p(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) p(t-\tau) d\tau$$

Par résolution du problème inverse, la connaissance de  $a(t)$  conduit à la connaissance de l'excitation  $p(t)$ . Afin d'appliquer cette démarche à la détermination de l'excitation due au train, il est nécessaire de satisfaire les hypothèses de base du modèle de calcul :

— linéarité : on admet qu'il n'y a pas d'interaction entre les fréquences contenues dans le signal, d'où la possibilité de décomposition et de recomposition par la transformation de Fourier ;

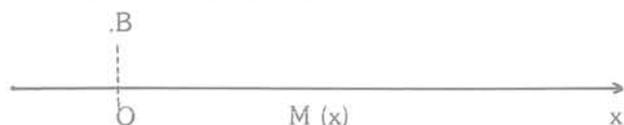
— bidimensionalité : le problème n'étant pas réellement bidimensionnel, il est nécessaire de recourir à certaines hypothèses simplificatrices ou/et à des calculs auxiliaires pour déduire de la fonction de transfert bidimensionnelle la fonction de transfert tridimensionnelle.

- Une première méthode consiste à approcher, pendant le passage du train, le signal induit au niveau des rails par la même fonction  $u(t)$  en tout point. Dans la zone considérée, de dimension petite par rapport à la longueur du train, le problème est alors bidimensionnel.

- Une deuxième méthode, que nous avons adoptée, consiste à supposer que chaque point M des rails, d'abscisse  $x$ , subit la même excitation mais avec un certain déphasage  $x/V$ .

$$u(x,t) = u(t - \frac{x}{V})$$

où  $V$  est la vitesse du train.



Le problème est alors tridimensionnel et si nous appelons

$v(x,t)$  le signal au point B dû à l'excitation en M,

$V(f,x)$  sa transformée de Fourier,

$U(f)$  la transformée de Fourier de  $u(t)$  et

$H(f,x)$  la fonction de transfert entre M et B,

alors

$$V(f,x) = H(f,x) U(f) \exp(-2 i\pi f x/V)$$

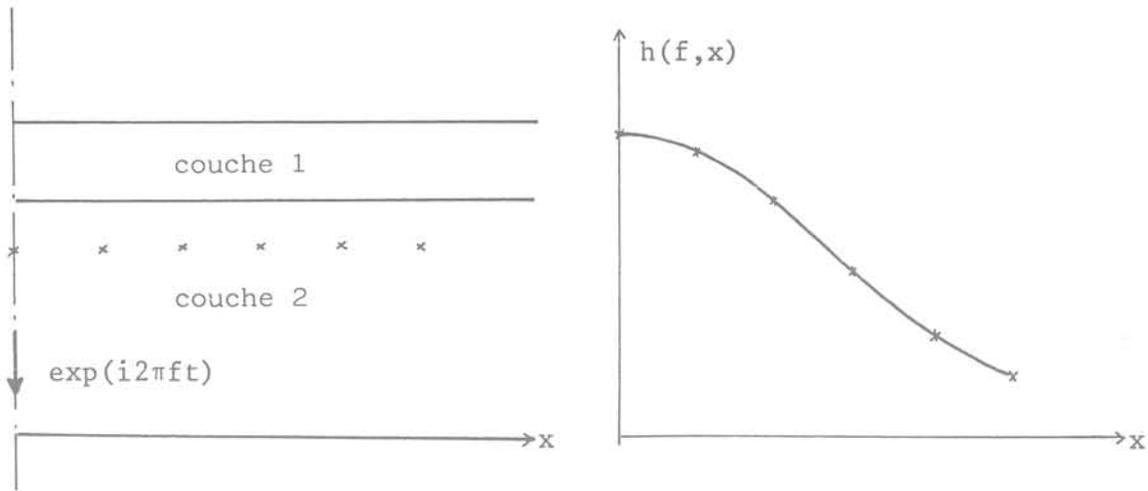


Fig. 5. — Détermination de la forme de la fonction de transfert  $H(f,x)$ .

Si nous appelons  $w(t)$  le signal au point B dû au passage du train et  $W(f)$  sa transformée de Fourier,

$$W(f) = \left[ \int_{-\infty}^{+\infty} H(f,x) \exp(-2i\pi fx/V) dx \right] U(f)$$

Or, nous disposons par le biais du calcul bidimensionnel de la fonction de transfert  $\eta(f)$

$$\eta(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} H(f,x) dx$$

dont nous aimerions déduire la fonction de transfert

$$\kappa(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} H(f,x) \exp(-2i\pi fx/V) dx$$

obtenue par l'expérience in situ.

Pour calculer  $\kappa(f)$ , nous définissons un problème auxiliaire axisymétrique qui donnera une approximation de la forme de la fonction  $H(f,x)$  en fonction de  $x$ : on considère le demi-espace hétérogène de mêmes propriétés que le site du tunnel (qui respecte donc la symétrie de révolution) et on applique sur l'axe de symétrie une force d'amplitude unité et de fréquence  $f$ , à une profondeur égale à celle des rails sur le site. L'amplitude de la réponse  $h(f,x)$  en un point de même profondeur que le point B et distant de  $x$  de l'axe de symétrie, est proche de la fonction de transfert  $H(f,x)$ . On peut supposer, en première approximation qu'elle en respecte la forme en fonction de  $x$ .

$$H(f,x) = A h(f,x); A \text{ constante}$$

Connaissant la forme de  $H(f,x)$  et ayant calculé

$$\eta(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} H(f,x) dx = A \int_{-\infty}^{+\infty} h(f,x) dx$$

on peut facilement déduire  $A$  et la fonction de transfert réelle

$$\kappa(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} H(f,x) \exp(-2i\pi fx/V) dx$$

qui ouvre la voie à la résolution du problème inverse:

$$U(f) = W(f) / \kappa(f)$$

## 2. RÉALISATION PRATIQUE DE LA VALIDATION DU CODE DE CALCUL [4]

La validation du code de calcul a été réalisée sur un site se trouvant à Paris près de la station Porte d'Auteuil.

### 2.1. Conditions des essais

Les essais sismiques ont permis d'interpréter le sol à l'aide d'un modèle tricouche comportant une couche de remblai, une couche de marnes et calcaires remaniés avec inclusions de silex, une couche de craie sous la nappe (fig. 6).

La zone de sol traitée par injections, située autour du tunnel a dû être dotée de propriétés mécaniques différentes de celles du calcaire environnant. Les propriétés des matériaux en présence ont été réunies dans le tableau I; elles résultent des calculs effectués à partir du profil sismique brut présenté à la figure 7.

Le calcul a été conduit avec une excitation harmonique verticale située sur l'axe du tunnel, d'où la possibilité de réduire les maillages de moitié, pour des raisons de symétrie. Nous avons parcouru le domaine de fréquences 10-100 Hz avec un pas de 10 Hz. Pour réaliser un compromis optimum entre la précision du calcul (taille de la maille inférieure à  $\lambda_s/8$ , si  $\lambda_s$  est la longueur d'onde des ondes de cisaillement) et son coût, nous avons choisi un maillage pour les fréquences 10 à 40 Hz et un autre maillage, plus fin, pour les fréquences 50 à 100 Hz.

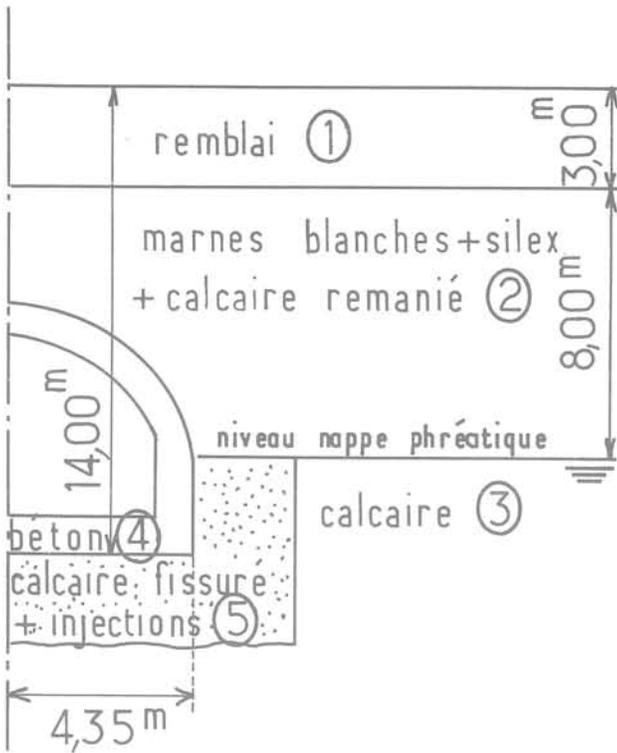


Fig. 6. — Modèle tricouche du site de la Porte d'Auteuil.

Les essais harmoniques ont été réalisés aux mêmes fréquences, l'enregistrement du champ vibratoire induit se faisant à partir d'accéléromètres piézoélectriques fixés en différents points du tunnel (radier, piedroits et toit) et du sol (en surface et dans des sondages).

La comparaison essai-calcul a ainsi été faite par confrontation des courbes de réponse calculées et des courbes de réponse mesurées en différents points du modèle (points C, E, N, G de la figure 6), mais aussi par le calage des profils horizontaux calculés « amplitude-distance à l'axe du tunnel » sur les quelques points mesurés de ces mêmes profils.

**2.2. Courbes de réponse**

L'étalonnage des courbes de réponse calculées sur les courbes de réponse mesurées est subordonné d'abord au choix des modules des différents matériaux (étalonnage des fréquences de résonance, étalonnage grossier des amplitudes) et ensuite au choix de l'amortissement (qui conditionne un étalonnage plus fin des amplitudes); d'où la dualité des courbes calculées présentées sur la fig. 8 correspondant à un calcul sans amortissement (cf. tableau I) et à un calcul avec amortissement ( $\beta = 5\%$  pour les matériaux 1, 2, 3, 5 du tableau I).

**2.2.1. Modèle sans amortissement**

Dans le tunnel (point C), calculs et essais se rejoignent pour mettre en évidence une résonance peu marquée à 40 Hz et une autre plus marquée à 90 Hz. Les amplitudes calculées étant plus faibles que les ampli-

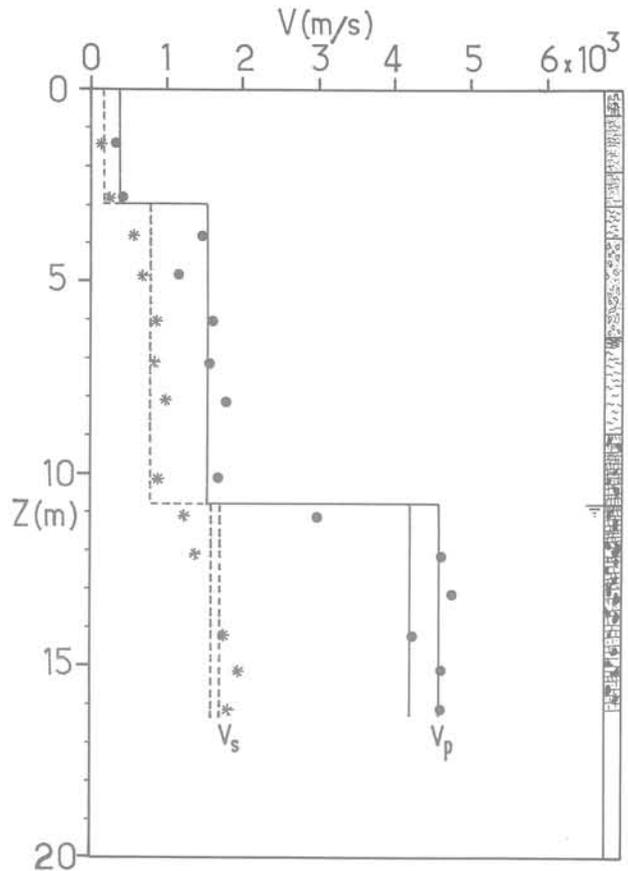


Fig. 7. — Profils des vitesses sismiques et coupe lithologique; interprétation par un modèle tricouche.

- ★ Vitesses de cisaillement mesurées
- Vitesses de compression mesurées
- Vitesses de cisaillement moyenne par couche
- Vitesses de compression moyenne par couche.

tudes des mesures, une diminution du module du béton serait souhaitable.

Dans le sol (points E, N, G), les fonctions de transfert calculés sont de façon générale moins amorties que leurs analogues mesurées:

— Au niveau du radier (point E), il n'y a pas de résonance expérimentale franche mais un faible maximum relatif apparaît vers 20 Hz et un autre plus net à 90 Hz. Le pic à 40 Hz prévu par le calcul n'est pas décelable expérimentalement. Les amplitudes calculées et les amplitudes mesurées sont comparables.

— A la surface du sol (point N), le comportement vibratoire expérimental peut être raisonnablement prévu par le calcul jusqu'à 60 Hz (faible résonance à 40 Hz) mais les écarts essais-calculs deviennent importants au-delà de 60 Hz (résonance calcul à 100 Hz trop marquée).

— Au niveau des piedroits (point G), essais et calculs donnent une évolution parallèle jusqu'à 60 Hz avec cependant surestimation par les essais par rapport aux

Tableau I. — Propriétés dynamiques des matériaux en présence

Type de matériau	Numéro de matériau	Module de cisaillement G (MPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Amortissement $\beta$ (%)	Masse volumique $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
Remblai .....	1	67	0,370	0	2 000
Calcaire remanié .....	2	1 293	0,315	0	2 020
Calcaire sous la nappe .....	3	5 670	0,420	0	2 100
Béton .....	4	12 600	0,160	0	2 540
Calcaire + injections .....	5	3 500	0,300	0	2 675

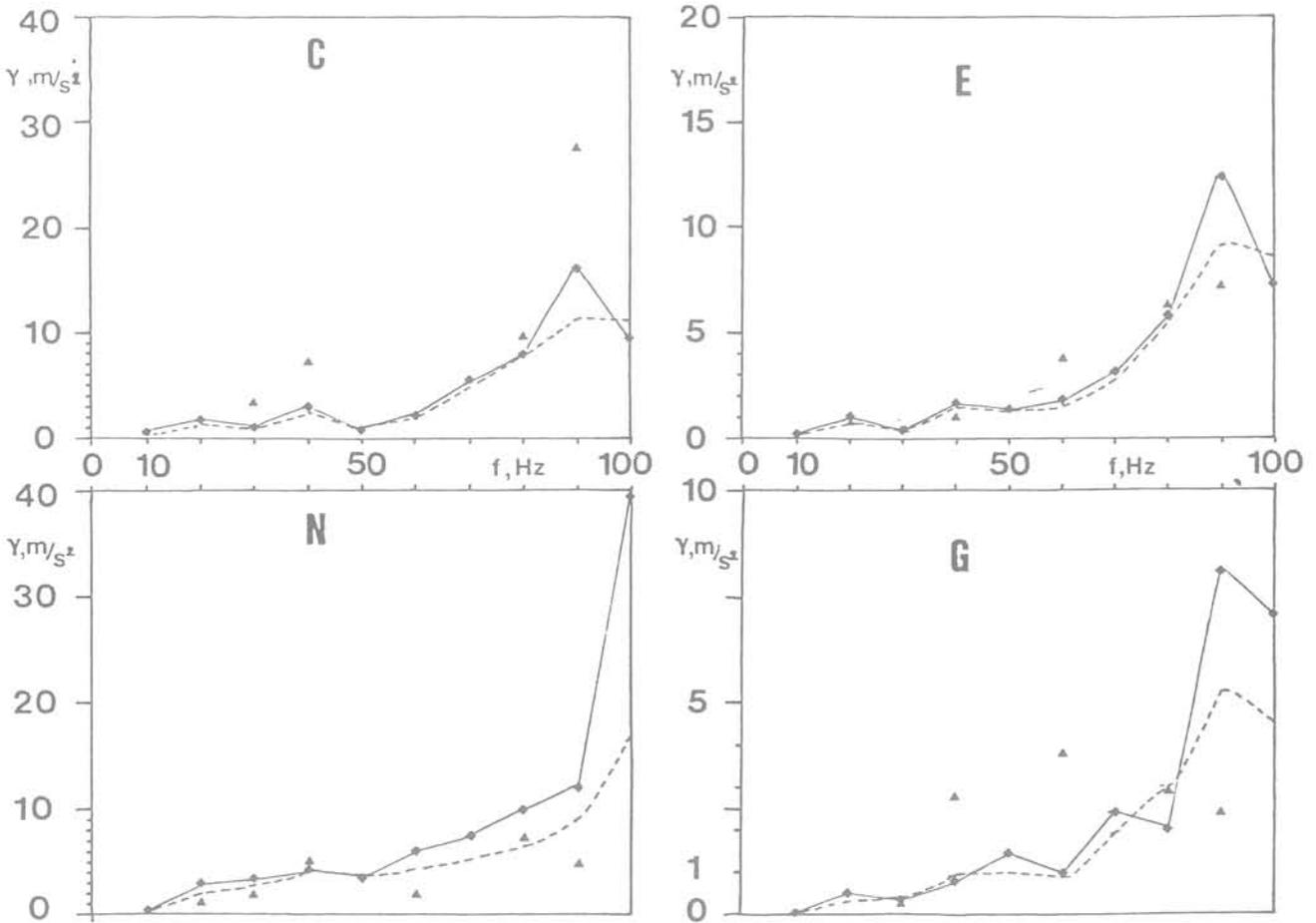


Fig. 8. — Fonctions de transfert en accélérations verticales (excitation: 10<sup>6</sup> N/ml) en différents points de mesure:

- ▲ Mesures interprétées en bidimensionnel
- ◆ Calculs sans amortissements
- Calculs avec amortissements ( $\beta = 5\%$ ).

calculs; au-delà de 60 Hz, la résonance à 90 Hz prévue par le calcul n'est absolument pas vérifiée expérimentalement.

**2.2.2. Modèle avec amortissement**

L'amortissement visqueux n'agit pratiquement pas sur les valeurs des fréquences de résonance mais il influe notablement sur les valeurs des amplitudes aux fré-

quences de résonance, surtout lorsque ces résonances sont très marquées (90 Hz).

Sur le tunnel, le spectre calculé avec amortissement est trop étalé par rapport au spectre mesuré.

Dans le sol, la prise en compte d'un amortissement est très favorable à une meilleure concordance essais-calculs (point E par exemple).

2.2.3. Conclusion

Il y a globalement un bon accord entre essais et calculs (sauf très localement) à condition d'ajuster les modules: la non linéarité du sol justifie, par exemple, de choisir un module deux fois plus petit que celui qu'il a été en N, au-delà de 60 Hz, à cause de l'ordre de grandeur important des déformations et de l'allure décroissante des courbes module-déformation [2]; mais la diminution du module conduisant à une augmentation trop considérable des amplitudes, un amortissement plus grand devra être choisi pour compenser cette tendance.

3. UTILISATION DU CODE DE CALCUL POUR LA MISE EN ÉVIDENCE DES PARAMÈTRES ESSENTIELS DU PROBLÈME

A côté des paramètres propres au tunnel (formes, dimensions, profondeur) ou de paramètres artificiels destinés à atténuer les vibrations (revêtement amortissant, écran isolant, tranchées, etc.), ce sont essentiellement — comme le montre bien le calcul — les paramètres caractéristiques du sol qui jouent un rôle primordial dans les phénomènes de génération et de propagation des vibrations dues au métro: c'est ce que nous allons voir dans ce paragraphe en examinant l'effet de différents paramètres sur les courbes de réponse en surface du sol (point N défini plus haut).

3.1. Paramètres de la loi rhéologique

Comme nous l'avons déjà entrevu lors de l'étalonnage des courbes de réponse calculées sur les courbes mesurées, la connaissance de la raideur et de l'amortissement est essentielle; le coefficient de Poisson présente une moindre importance.

3.1.1. Influence de la raideur (module)

Lorsque le module de cisaillement G augmente (voir fig. 9), le contenu en fréquences tend vers une répartition plus uniforme comme si, globalement, on augmentait les impédances complexes (amortissement global) d'interaction sol-tunnel. Sachant que le calcul surestime les fréquences élevées (voir § 2.2) et que certaines résonances sont dues aux réflexions sur le toit du tunnel (entrée en résonance de la zone de sol située au-dessus du tunnel, vers 80 Hz, pour G = 200 MPa), nous considérerons que les phénomènes d'interaction tunnel-sol se manifestent dans le domaine 0 - 70 Hz. Sur cette plage de fréquences, l'effet de l'augmentation de G, tout à fait équivalent en accélérations verticales et en accélérations horizontales est « un effet de rigidification » se traduisant par une augmentation des fréquences de résonance (voir tabl. II); la diminution des amplitudes à la résonance que l'on attendrait normalement est ici occultée à cause de l'augmentation du coefficient d'amortissement.

Ainsi, toute méthode d'amélioration du sol visant à augmenter le module sera à conseiller:

— Le compactage peut être une solution appropriée dans la mesure où il s'applique non seulement au sol

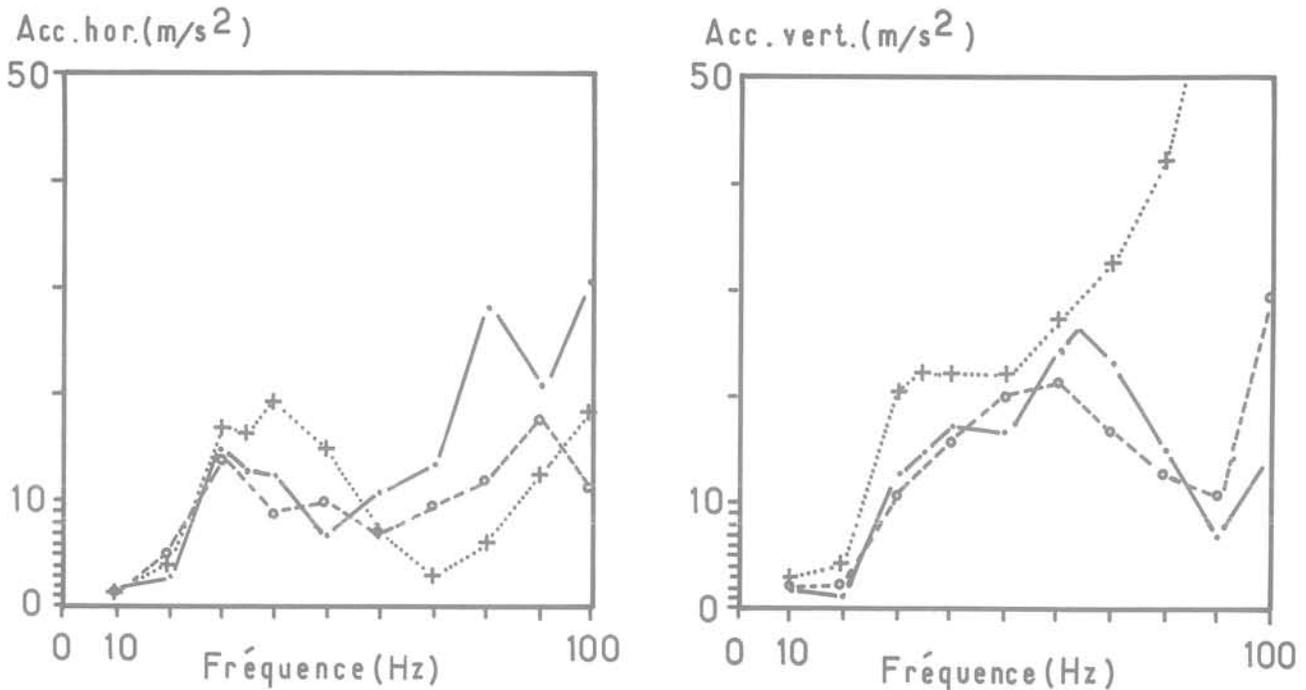


Fig. 9. — Comparaison des courbes de réponse en surface du sol, en accélération horizontales (a) et verticales (b) pour une excitation linéique sur le radier de 10<sup>6</sup> N/ml.

- . . . . . G = 200 MPa, β = 5%
- + . . . + . . . G = 400 MPa, β = 3%
- o . . . o . . . G = 4 000 MPa, β = 1%.

Tableau II. Influence de l'augmentation du module de cisaillement sur les courbes de réponse en accélérations verticales

G (MPa)	$\beta$ (%)	Fréq. (Hz)	Ampl. (m/s <sup>2</sup> )
200	5	40	17
400	3	50	23
4 000	1	70	10

de surface mais aussi au sol de fondation du tunnel (en profondeur) et que l'augmentation du module qui en découle soit suffisante (ce qui est possible si le modèle de départ est faible) : dans la pratique, ce sera le cas pour les tunnels construits à fouille ouverte et dont la fouille est ensuite remblayée.

— L'injection de matériaux spéciaux rigidifiants autour du tunnel, si elle provoque la rigidification d'une zone suffisamment étendue enserrant le tunnel, peut être bénéfique.

### 3.1.2. Influence de l'amortissement

Comme nous l'avons vu lors de l'étalonnage du code de calcul, l'amortissement agit peu sur le contenu en fréquences (voir fig. 8) mais il affecte beaucoup les amplitudes de résonance (voir fig. 9).

Il s'ensuit que toute méthode d'amélioration du sol visant à augmenter l'amortissement est à conseiller en

cas de résonances très marquées : hétérogénéités locales, injection de matériaux amortissants, etc.

### 3.1.3. Influence du coefficient de Poisson

Contrairement au module et à l'amortissement, le coefficient de Poisson a une action assez faible sur les courbes de réponse (cf. fig. 10 :  $\nu = 0,30$  et  $\nu = 0,485$ ). Jusqu'à 60 Hz, l'effet est quasiment nul. Au-delà de 60 Hz, la variation de  $\nu$  n'intervient pas en tant que cause intrinsèque d'une évolution quelconque des courbes de réponse mais plutôt en tant que cause indirecte conduisant à l'établissement d'hétérogénéités dans le sol (voir § 3.2.5).

## 3.2. Influence des hétérogénéités

### 3.2.1. L'homogénéisation

d'un milieu stratifié tel que celui qui représente le site de la Porte d'Auteuil (cf. fig. 6), c'est-à-dire le remplacement de ce milieu hétérogène par un milieu homogène de propriétés mécaniques «équivalentes», est un procédé de calcul simplificateur très courant en mécanique des sols. La figure 11 présente les courbes de réponse en surface (point N) du modèle tricouche et du modèle homogène équivalent, en supposant que les propriétés mécaniques équivalentes résultent de la moyenne des propriétés des trois couches :

$$G = 794 \text{ MPa} \quad \nu = 0,355 \quad \rho = 2\,000 \text{ Kg/m}^3$$

L'homogénéisation tend à favoriser l'émergence d'une résonance très marquée, surtout en accéléra-

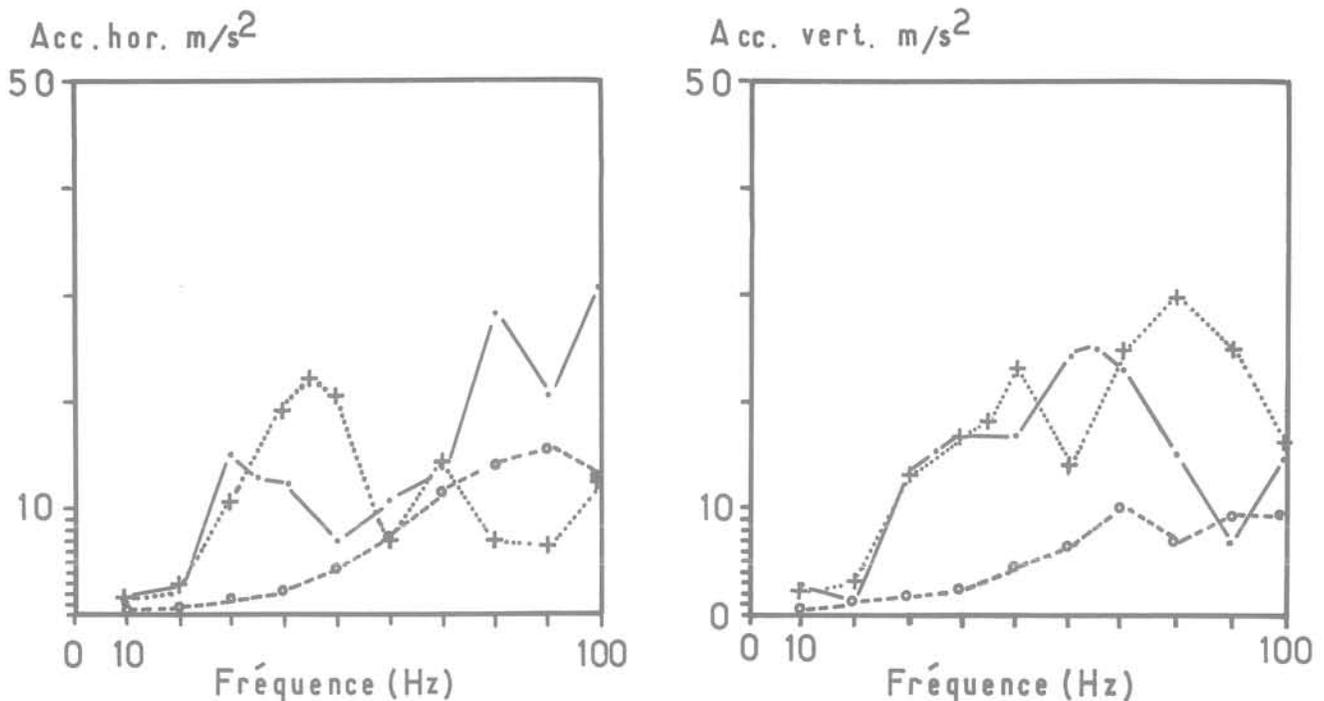


Fig. 10. — Comparaison des courbes de réponse en surface du sol, en accélérations horizontales (a) et verticales (b) pour une excitation linéique verticale sur le radier de  $10^6$  N/ml.

— . . . .  $\nu = 0,3$  gravier sec  
 + ... + ... sol bicouche : graviers avec nappe phréatique sous le radier  
 o -- o -- o  $\nu = 0,485$  gravier saturé, nappe phréatique au-dessus du tunnel.

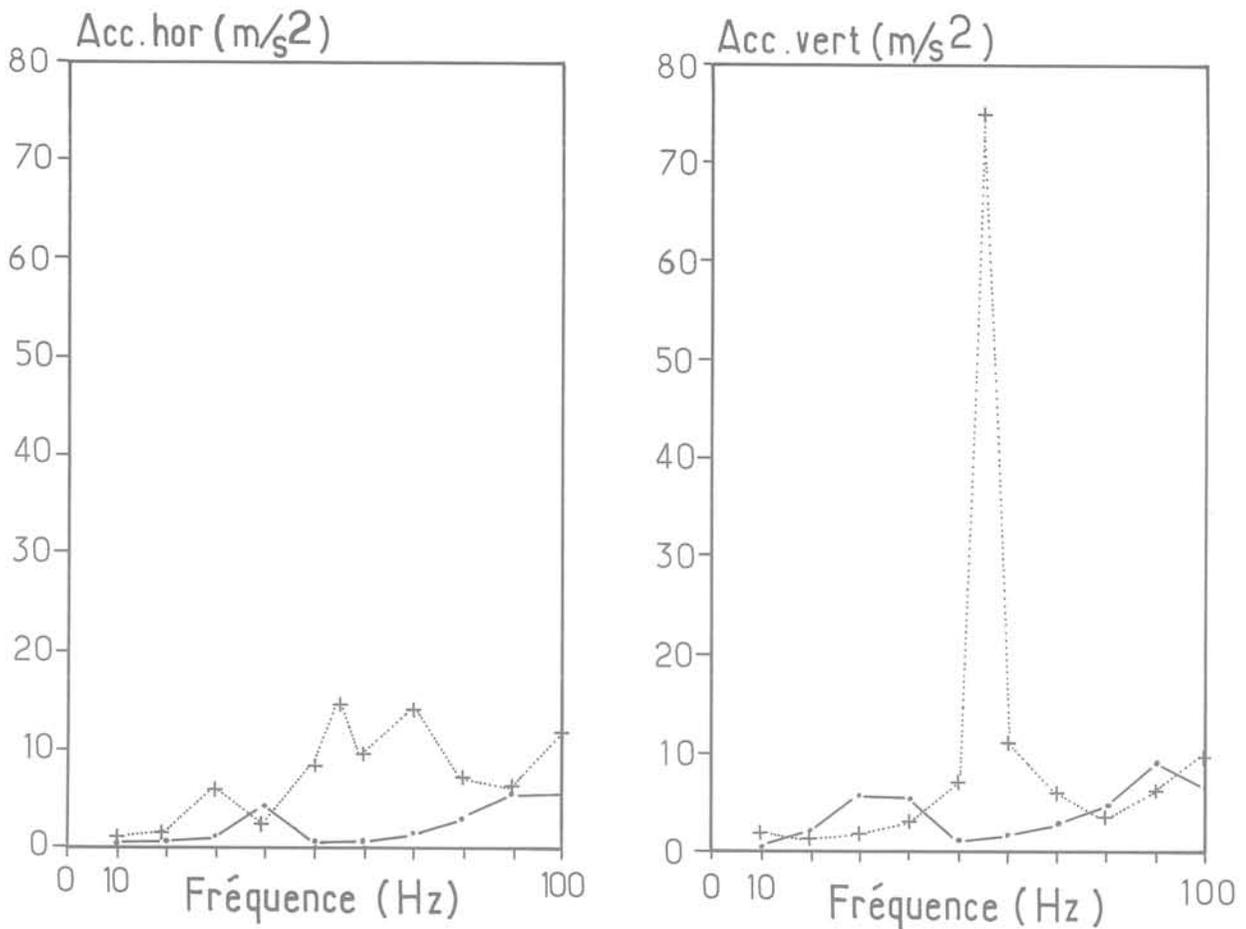


Fig. 11. — Comparaison des courbes de réponse en surface du sol, en accélérations horizontales (a) et verticales (b) pour une excitation verticale linéique sur le radier du tunnel de  $10^6$  N/ml.  
 . . . . . Modèle tricouche  
 + ... + ... + ... Modèle homogène équivalent.

tions verticales (cf. fig. 11) à 55 Hz. Mais les fréquences de couches sont systématiquement occultées.

Dans le cas présent d'une source enterrée, il faut donc envisager l'homogénéisation avec beaucoup de prudence, l'équivalence modèle hétérogène - modèle homogène loin de la source n'étant pas toujours assurée de façon satisfaisante.

**3.2.2. Le substratum rigide** influe d'abord sur la fréquence de résonance d'interaction du système tunnel-sol comme un agent rigidifiant de ce système à mesure que le substratum est plus «lié» au tunnel. La figure 12 montre bien l'augmentation des fréquences de résonance et la diminution simultanée des amplitudes calculées, en accélérations, à la surface du sol: voir tabl. III.

Un autre effet de la présence du substratum est l'effet de réflecteur des ondes de compression et de cisaillement, avec amplification très forte à certaines fréquences, dites résonances de couche (ici 80 Hz, dans le cas où le substratum sert de soubassement à une couche d'alluvions de 9 m).

Tableau III. — Effet du substratum rigide: la réponse, résultante est une superposition de la réponse d'interaction sol-tunnel, de la réponse propre de la couche de matériau meuble située au-dessus du substratum et de la réponse propre de la zone de sol située au-dessus du tunnel. Les deux modes s'occulent parfois, d'où des résonances peu perceptibles.

	Accélérations horizontales		Accélérations verticales	
	Fréq. (Hz)	Ampl. (m/s <sup>2</sup> )	Fréq. (Hz)	Ampl. (m/s <sup>2</sup> )
Substratum très profond	30	15	35	17,5
Substratum sans radier	40	10	50 (peu perceptible)	12,5
Substratum au dessus du toit	60 (peu perceptible)	7,5	70	10

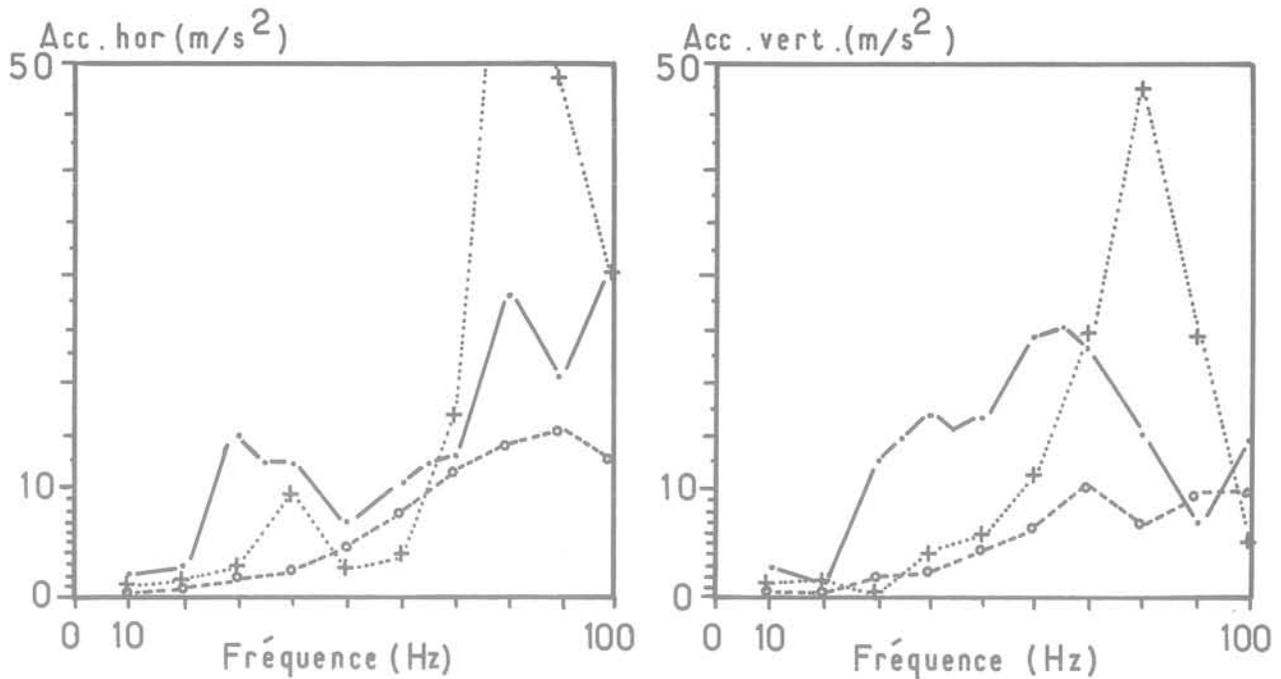


Fig. 12. — Comparaison des courbes de réponse en surface du sol, en accélérations horizontales (a) et verticales (b) pour une excitation verticale linéique sur le radier du tunnel de  $10^6$  N/ml.

· · · · · Pas de substratum (couche d'alluvions semi-infinie)  
 + ... + ... + ... Substratum au niveau du radier (couche d'alluvion de 9 m)  
 o -- o -- o -- Substratum affleurant (tunnel dans le substratum).

La présence d'un substratum rigide sera donc un élément à surveiller avec beaucoup d'attention en fonction de sa position par rapport à celle du tunnel et en fonction des résonances de couches auxquelles il peut donner lieu. Dans la pratique, il est toujours favorable d'implanter le tunnel dans le substratum lui-même.

**3.2.3. La position de la nappe phréatique** (définie comme milieu à coefficient de Poisson élevé) agit assez peu sur l'interaction sol-tunnel comme le montre bien la figure 10, pour les fréquences inférieures à 60 Hz. En revanche, la nappe peut jouer le rôle de réflecteur d'ondes de compression (voir fig. 10b), avec des résonances de couches très marquées en accélérations verticales. La remontée de la nappe sera donc un paramètre à surveiller essentiellement de ce point de vue et non du strict point de vue de la transformation des propriétés qu'elle entraîne.

## CONCLUSION

En résumé, on obtient une bonne concordance essais-calculs si l'on accepte le préalable indispensable d'une connaissance satisfaisante des propriétés des différents matériaux en présence et, de manière prépondérante, du sol.

Ce dernier peut être entièrement défini pour le problème qui nous intéresse par des essais sismiques in situ de type «cross hole» complétés par des essais de laboratoire (cycliques ou de colonne résonante).

L'outil de calcul, ainsi mis au point et validé, conduit à de larges possibilités d'études paramétriques de prévention pour le comportement vibratoire des tunnels et, donc, de test pour les méthodes curatives du problème de la transmission des vibrations du métro au milieu environnant.

## BIBLIOGRAPHIE

1. HOAR, R.J.; STOKOE, K.J. (1981). — *Cross hole measurement and analysis of shear waves*. Compte rendu du X<sup>e</sup> congrès international de Mécanique des Sols, vol. 3, pp. 223-226, Stockholm, 1981.
2. EL HOSRI, M.S. (1980). — *Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des matériaux en régime non permanent*. Thèse présentée à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures pour obtenir le grade de Docteur Ingénieur.
3. RUCKER, W. (1980). — *Ermittlung der Schwingungserregung beim Betrieb schienengebundener Fahrzeuge in Tunneln, sowie Untersuchung des Einflusses einzelner Parameter auf die Ausbreitung von Erschütterungen im Tunnel und dessen Umgebung*. Forschungsbericht 64, B.A.M. Berlin, 1980.
4. LEFEBVRE, D. (1979). — *Mesure des propriétés rhéologiques du sol pour le calcul des fondations vibrantes; étude expérimentale in situ*. Thèse présentée à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures pour obtenir le grade de Docteur Ingénieur.

# comportement des barrages en terre à noyau non saturé

R. SINNINGER

Professeur, Institut des Travaux Hydrauliques\*  
C.C.H. - Chaire de Constructions Hydrauliques

E. SEKER

Docteur-Ingénieur E.P.F.L., Institut des Sols, Roches et Fondations\*

## 1. INTRODUCTION

Pour les barrages en terre avec noyau central en matériau meuble cohérent, incliné ou non, les caractéristiques de cette zone peu perméable jouent un rôle important sous plusieurs aspects.

Lors de la construction, le matériau change constamment de propriétés, tout d'abord à la suite du compactage même, mais également comme conséquence du changement de l'état de contraintes dû à l'augmentation couche par couche du remblai. Ainsi la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité se développent individuellement en chaque point du noyau au cours de la construction pour arriver à un premier stade particulier pour le jugement de la stabilité, celui de la fin de la construction.

Il importe de souligner qu'à ce stade le matériau du noyau n'a donc pas partout les mêmes caractéristiques et qu'il est, le plus souvent, dans un état de non-saturation, au moins dans la partie supérieure du remblai.

Dans la phase d'exploitation le matériau du noyau continue, pour une période plus ou moins longue, de modifier ses caractéristiques, suite à la consolidation. Cette modification entraîne des déformations qui sont

décisives pour la surélévation du couronnement et pour les ouvrages en contact avec le noyau. Ce phénomène de consolidation a de nouveau lieu le plus souvent dans un milieu non saturé. L'influence de l'eau de la retenue filtrant à travers le noyau est exclue des considérations suivantes. Ceci est d'autant plus justifié que l'état de saturation complète, si jamais atteint, nécessite une mise en eau de longue durée.

Dans la pratique courante et avec des modèles mathématiques plus ou moins sophistiqués, il est possible de calculer l'état de contrainte et les déformations pour n'importe quel point et à n'importe quel moment [1, 2]. Mais tous ces programmes, du moins à la connaissance des auteurs, ne tiennent pas explicitement compte de la succion matricielle qui est en étroite relation avec l'état de saturation d'un matériau cohérent. Ainsi les solutions numériques existantes ne tiennent pas compte des lois réelles qui gouvernent le comportement physique. En effet, l'interprétation actuelle des essais triaxiaux et le fait que la détermination de la succion matricielle n'appartienne pas encore aux essais courants de la classification, montrent que les phénomènes et les conséquences de la non-saturation sont, à l'heure actuelle, insuffisamment ou pas du tout

\* Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, CH - 1015 Lausanne, Suisse.

considérés. Il n'est donc pas à exclure que des valeurs erronées des pressions interstitielles soient introduites dans les calculs ou que les pressions observées dans un noyau pendant et après la construction ne puissent pas être interprétées correctement.

La méthode de calcul proposée tient compte de la non-saturation du matériau lors de sa construction et permet, par un premier programme développé, la détermination des déformations instantanées lors de la mise en place des remblais. Un deuxième programme calcule les déformations différées d'un matériau non saturé. Leur combinaison reproduit fidèlement la construction d'un barrage en terre et fournit l'état de contraintes, pendant et après la réalisation. Il va de soi que ces informations sont indispensables pour l'analyse de la stabilité.

Pour une première estimation du comportement de la digue, sans recours aux programmes, des méthodes simplifiées pour les tassements instantanés et différés sont expliquées.

Finalement les programmes complets et la méthode simplifiée sont appliqués à un cas réel de barrage en terre. Leurs résultats sont comparés aux mesures d'auscultation.

## 2. CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES

Pour calculer le comportement d'un sol non saturé, il faut considérer trois phénomènes élémentaires de la mécanique des sols, à savoir la déformabilité, l'écoulement du fluide composé d'eau et d'air et finalement la résistance. Les lois décrivant ces phénomènes sont sommairement développées ci-dessous en utilisant des formes matricielles pour les équations, afin de tenir compte de la nature tridimensionnelle du problème posé.

### 2.1. Déformabilité des sols non saturés

La déformabilité du squelette minéral peut être décrite à l'aide du module d'élasticité  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ , celle du fluide par le coefficient de compressibilité  $m_w$ .

A la suite de l'application d'une charge, la déformation se manifeste en deux étapes bien distinctes :

— comportement à court terme: il en résulte la déformation instantanée, accompagnée d'une augmentation des pressions interstitielles;

— comportement à long terme: il en résulte la déformation différée qui évolue dans le temps, suite à la dissipation des pressions interstitielles sous des gradients variables.

Les déformations du milieu dans les deux étapes entraînent une modification des contraintes, de la porosité, de la perméabilité et de la saturation.

Ces deux comportements sont traités séparément ci-après.

#### 2.1.1. Déformation instantanée

La déformation instantanée se produit lors de l'application de la charge au temps  $t = 0$ . Elle est due à la compression de l'air d'une part et la dissolution d'une partie de l'air dans l'eau d'autre part. Une diminution du volume total en résulte.

A cause de la modification non linéaire des paramètres essentiels pour le comportement lors de la déformation instantanée un calcul incrémental est indispensable.

Il est admis que le milieu obéit à la loi de contraintes-déformations

$$\{\Delta\varepsilon\} = [D]^{-1} \{\Delta\sigma'\} \quad (1)$$

où  $\{\Delta\varepsilon\} = [\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2, \Delta\varepsilon_3]^T$  décrit les déformations,  $\{\Delta\sigma'\} = [\Delta\sigma'_1, \Delta\sigma'_2, \Delta\sigma'_3]^T$  les contraintes effectives et  $[D]$  la matrice d'élasticité. Cette dernière prend la forme:

$$[D] = E_{\text{oed}} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} \\ \text{sym} & & 1 \end{bmatrix}$$

Le module œdométrique  $E_{\text{oed}}$  peut être défini à l'aide d'une loi exponentielle de la forme:

$$E_{\text{oed}} = m_0 \left( \frac{\sigma'_1}{p_a} \right)^{m_1} \quad (2)$$

d'où le module d'élasticité  $E = E_{\text{oed}} [(1 + \nu)/(1 - 2\nu)/(1 - \nu)]$ .

$m_0$  et  $m_1$  sont des paramètres qui peuvent être définis à l'aide d'essais œdométriques,  $\sigma'_1$  est la contrainte effective appliquée et  $p_a$  la pression atmosphérique [ $\approx 100 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$ ] (fig. 1).

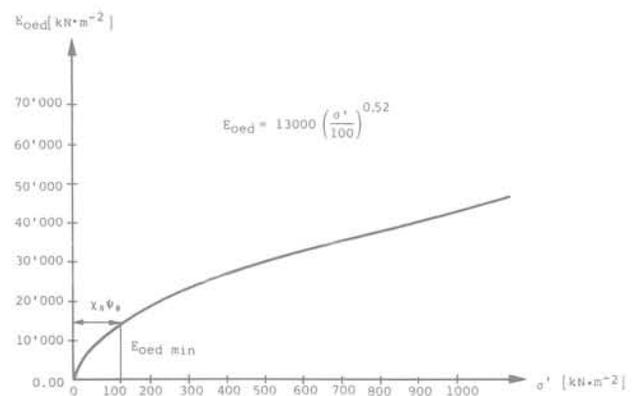


Fig. 1. — Module d'élasticité  $E_{\text{oed}}$  en fonction de  $\sigma'$ .

La variation de la contrainte effective  $\Delta\sigma'$  dans 1 peut s'exprimer par la formule:

$$\{\Delta\sigma'\} = \{\Delta\sigma\} - \{\Delta p\}, \quad (3)$$

dans laquelle  $\Delta\sigma$  signifie la variation de la contrainte totale et  $\Delta p$  la variation de la pression interstitielle (air + eau). Sous l'hypothèse de la validité de la loi de Skempton  $\Delta p = B [\Delta\sigma_3 + A (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ , cette dernière s'écrit sous la forme matricielle:

$$\{\Delta p\} = [U] \{\Delta\sigma\}, \tag{4}$$

La matrice de pression interstitielle  $[U]$  ne dépend que des coefficients  $A$  et  $B$  de la loi de Skempton:

$$[U] = \begin{bmatrix} AB & B-AB \\ AB & B-AB \end{bmatrix}$$

En introduisant les équations 3 et 4 dans 1, on obtient les déformations en fonction des contraintes totales  $\Delta\sigma$  et des pressions interstitielles caractérisées par  $A$  et  $B$ :

$$\{\Delta\varepsilon\} = [[D]^{-1} - [D]^{-1} [U]]\{\Delta\sigma\}. \tag{5}$$

En posant:

$$[D_u]^{-1} = [[D]^{-1} - [D]^{-1} [U]], \tag{6}$$

on obtient la matrice d'élasticité d'un milieu non saturé et non drainé qui tient compte séparément des caractéristiques de chacune des trois phases. Elle s'écrit

$$\{\Delta\varepsilon\} = [D_u]^{-1} \{\Delta\sigma\} \tag{7}$$

avec

$$[D_u] = \frac{E_u (1 - \nu_u)}{(1 + \nu_u) (1 - 2\nu_u)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu_u}{1 - \nu_u} & \frac{\nu_u}{1 - \nu_u} \\ & 1 & \frac{\nu_u}{1 - \nu_u} \\ \text{sym} & & 1 \end{bmatrix} \tag{8}$$

Dans cette expression  $E_u = E/[1 - AB(1 - 2\nu)]$  est le modèle d'élasticité non drainé et  $\nu_u = 0.5 [1 - (1 - B)(1 - 2\nu)/(1 - AB(1 - 2\nu))]$  correspond au coefficient de Poisson non drainé.

Pour chiffrer ces deux valeurs caractérisant les déformations du milieu non saturé et non drainé, les coefficients  $A$  et  $B$  doivent être déterminés. Notons que  $A$  se rapporte au milieu et  $B$  au milieu et au fluide. Les deux sont des variables, puisque le milieu et le fluide changent pendant la déformation.

L'expression de  $A$  est une approximation, basée sur l'hypothèse que pour  $\sigma_1 \leq \sigma_3/k_0$ , le milieu est considéré comme isotrope et élastique. Pour  $\sigma_1 > \sigma_3/k_0$ , l'évolution de  $A$  en fonction du déviateur est indiquée dans la formule suivante (fig. 2):

$$A = \frac{(A_f - 1/3)}{(\Delta q_f - \Delta q_{k0})} (\Delta q - \Delta q_{k0}) + 1/3. \tag{9}$$

$A_f$  est le coefficient  $A$  au moment de la rupture. S'il n'existe pas d'essais,  $A_f$  peut être estimé à l'aide de l'expression simplifiée suivante qui se trouve confirmée par les essais de Henkel [3]:

$$A_f = 1/3 \left( \frac{4}{OCR} - 1 \right) \tag{10}$$

$\Delta q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$  correspond au déviateur à la rupture et  $\Delta q_{k0} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{k0}$  correspond au déviateur pour le rapport des contraintes à l'état de repos, donc

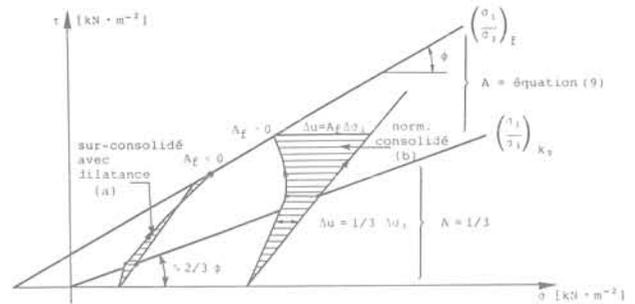


Fig. 2. — Augmentation de la pression interstitielle et calcul du coefficient  $A$  pour les cas d'un sol sur-consolidé (a) et normalement consolidé (b) pour  $B = 1$ .

$\sigma_1/\sigma_3 = k_0 = \nu/(1 - \nu)$  ou encore, selon Jacky,  $\sigma_1/\sigma_3 = 1 - \sin \phi$ . OCR caractérise le degré de surconsolidation et résulte du rapport  $\sigma_c/\sigma_v$ , dans lequel  $\sigma_c$  est égal à la contrainte de consolidation et  $\sigma_v$  décrit l'état de contrainte totale actuel.

Le calcul de  $B$  nécessite le développement suivant. Dans le cas d'un sol non saturé, les pores sont remplis d'air et d'eau. La pression interstitielle totale  $p$  se compose d'une pression  $u_a$  transmise par l'air et d'une pression  $u_w$  transmise par l'eau. En introduisant ces deux pressions séparément, Bishop [4] a défini la contrainte effective  $\sigma' = \sigma - p$  de la manière suivante:

$$\sigma' = \sigma - [u_a - \chi (u_a - u_w)]. \tag{11}$$

$\chi$  appelé le coefficient de Bishop dépend du degré de saturation  $S_r$  et s'écrit:

$$\chi = \left( \frac{S_r - \chi_1}{1 - \chi_1} \right)^{\chi_2} \tag{12}$$

Les deux paramètres  $\chi_1$  et  $\chi_2$  caractérisent le sol (fig. 3). En outre, la différence des pressions  $(u_a - u_w) = \psi$  est appelée succion matricielle, dépendant également du degré de saturation  $S_r$  (fig. 4).

$B$  n'est donc plus une constante et s'écrit:

$$B = \frac{\Delta u_a - \Delta (\chi \psi)}{\Delta \sigma} \tag{13}$$

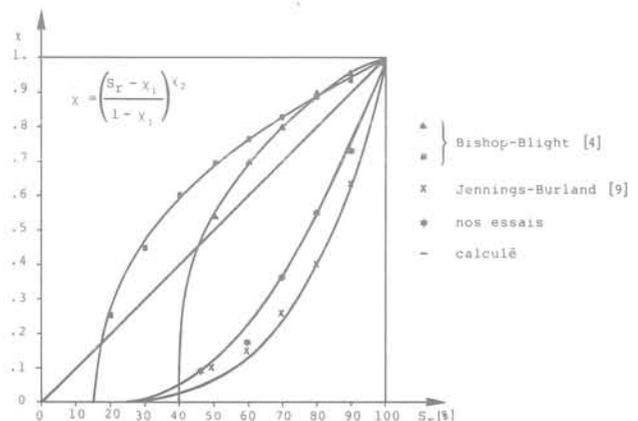


Fig. 3. — Coefficient  $\chi$  de Bishop en fonction de  $S_r$  pour différents types de sol.

Nos	$\psi_0$	$\psi_1$	Auteurs
1	1.680	0.100	NARASIMHAN et AL. (1973)
2	1.660	0.166	VACHAUD et AL. (1974)
3	3.100	0.180	VERBRUGGE (1974)
4	4.449	0.240	ESSAIG (ISRF) (1983)

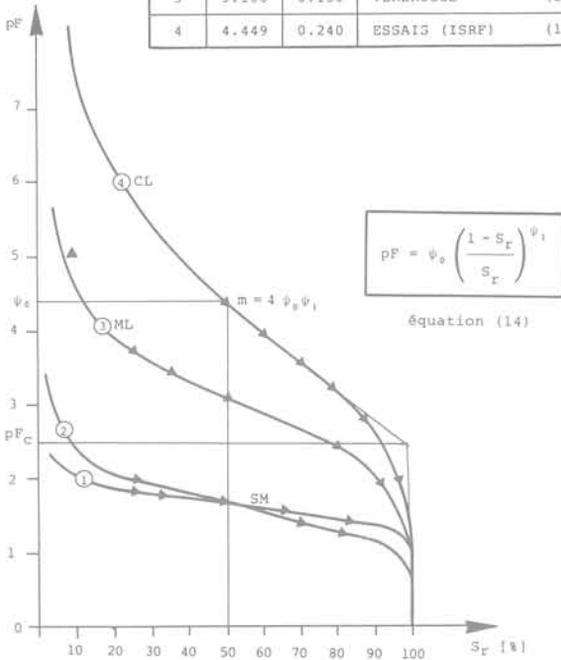


Fig. 4. —  $pF$  en fonction de  $S_r$  avec  $\blacktriangle$  pour les valeurs moyennes mesurées.

où  $\Delta u_a$  est l'augmentation de la pression de l'air lors de l'augmentation de la contrainte totale  $\Delta \sigma$ ,  $\chi$  étant le coefficient de Bishop et  $\psi$  la succion matricielle. Cette dernière, caractérisant l'interaction des trois phases dans un sol non saturé, est d'une importance primordiale sur l'évolution des pressions interstitielles. Par définition :

$$\psi = (u_a - u_w) = \gamma_w \cdot 10^{pF} \tag{14}$$

L'exposant  $pF$  est fonction de la saturation  $S_r$  d'une part et de la nature du sol d'autre part, comme illustré dans la figure 4. Sa forme analytique s'écrit :

$$pF = \psi_0 \left( \frac{1 - S_r}{S_r} \right)^{\psi_1} \tag{15}$$

Les paramètres  $\psi_0$  et  $\psi_1$  traduisent la nature du sol. Il a été démontré [5] que la pente  $m$  de la courbe  $pF(S_r)$  pour une saturation  $S_r = 50\%$  peut s'exprimer  $m = -4 \psi_0 \psi_1$ . En considérant que  $\psi_0 = pF$  pour  $S_r = 50\%$  et en connaissant  $m$  pour la même saturation, les paramètres  $\psi_0$  et  $\psi_1$  peuvent être calculés.

Le coefficient de pression interstitielle  $B$  en fonction de la même saturation  $S_r$  peut être calculé à l'aide de l'équation (13), comme démontré plus loin dans l'exemple numérique.

Les caractéristiques du milieu  $E_u$  et  $\nu_u$  sont ainsi connues et l'équation (5) permet le calcul des déformations  $\Delta \epsilon$ .

### 2.1.2. Déformation différée

Après la déformation instantanée, le sol continue de se déformer sous l'effet de la dissipation des pressions interstitielles. Cette déformation, dite déformation différée, évolue au cours du temps. Si l'on suppose que seule l'eau s'écoule à travers le milieu poreux, l'équation de continuité s'écrit :

$$\text{div}(v_w) = m_a m_{vc} \frac{\partial \sigma'_{oct}}{\partial t} \tag{16}$$

où :

$$m_a = s \cdot n (1 - n) + S_r \tag{17}$$

est le paramètre de la compressibilité et

$$s = \partial S_r / \partial \psi \cdot \partial \psi / \partial n \tag{18}$$

est appelé la capacité spécifique de saturation avec  $\psi$  la succion matricielle,  $S_r$  la saturation et  $n$  la porosité ;  $\sigma'_{oct}$  est le tenseur sphérique.

Pour l'écoulement à l'intérieur d'un milieu non saturé en cours de consolidation, il est admis que la loi généralisée de Darcy est valable. L'air se trouve donc discontinu (occlus) dans l'eau sous forme de bulles qui restent attachées aux grains. Sous ces conditions seule l'eau s'écoule à travers le milieu. Il faut pourtant préciser que, selon les conditions de contraintes et de pressions, l'air se dissout plus ou moins dans l'eau en obéissant aux lois de Mariotte et de Henry.

La loi de Darcy généralisée s'écrit sous forme matricielle pour un milieu non saturé :

$$\{v\} = - [k] \nabla \{h\} \tag{19}$$

avec  $\{v\}$  le vecteur de la vitesse moyenne d'écoulement,  $[k]$  la matrice de perméabilité du milieu et  $\{h\}$  le vecteur du gradient hydraulique. Dans le cas de la non saturation, le coefficient de perméabilité devient :

$$k = k_{wr} \cdot k_w \tag{20}$$

où  $k_w$  est la perméabilité à l'eau d'un sol saturé. La perméabilité relative

$$k_{wr} = \left( \frac{S_r - S_{r \min}}{1 - S_{r \min}} \right)^{n_1} \tag{21}$$

tient compte, en plus de la saturation  $S_r$ , de la saturation minimale  $S_{r \min}$  et d'un paramètre  $n_1$  caractérisant le milieu.

### 2.2. Résistance

La résistance du squelette minéral définie par l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $c$ , est caractérisée par l'existence d'un seuil de sollicitation au-dessus duquel apparaissent des déformations permanentes importantes. Pour tenir compte de ce fait, il faut définir deux lois différentes de comportement :

- une loi de rupture ;
- une loi d'écoulement plastique.

Le critère Mohr-Coulomb pour la loi de rupture (fig. 5) et une loi d'écoulement élasto-parfaitement plastique avec une loi associée (fig. 6) ont été choisis. En calcul incrémental, par la méthode des éléments finis, il en

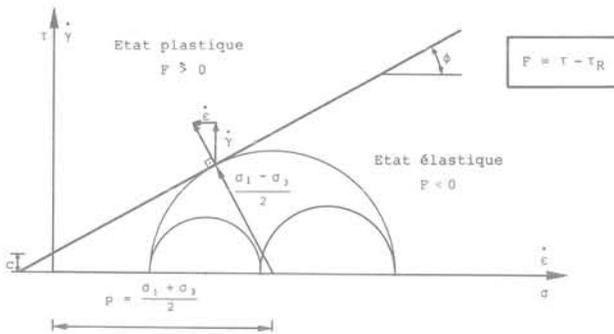


Fig. 5. — Loi de Mohr-Coulomb.

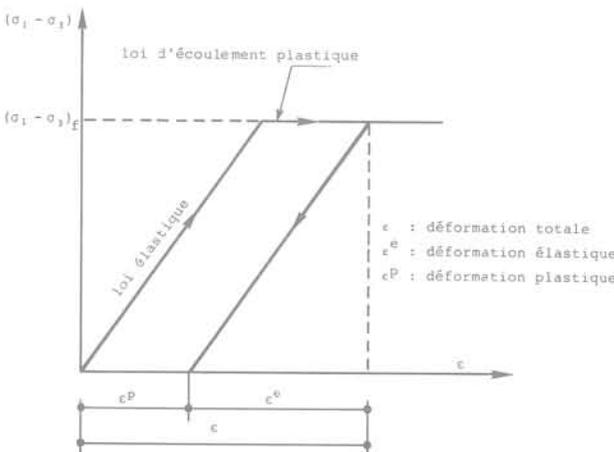


Fig. 6. — Comportement élasto-parfaitement plastique.

résulte une matrice de rigidité variable. Le système est résolu en modifiant la matrice à chaque itération en fonction des contraintes qui ont été calculées au cours de l'itération précédente [5].

### 3. DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES D'UN MILIEU NON SATURÉ

#### 3.1. Succion

La courbe  $pF - S_r$  d'un sol (fig. 4) s'établit en laboratoire par des essais particuliers. La technique la plus utilisée soumet l'échantillon à des pressions variables en lui permettant en même temps de s'essorer. Ainsi à chaque pression, exprimée en log de la colonne d'eau en cm ( $pF$ ), se détermine un degré de saturation  $S_r$ . De l'équation 15 on tire  $\psi_0$  et  $\psi_1$ . Finalement  $\psi$  est calculé à l'aide de l'équation 14. Seker a démontré [5] que  $pF$  ainsi que  $\psi_0$  et  $\psi_1$  peuvent être estimés à l'aide de l'indice de plasticité  $I_p$  et de la limite de liquidité  $w_L$ .

#### 3.2. Coefficient de Bishop

Le coefficient de Bishop  $\chi$  peut être déterminé par des essais triaxiaux sur des échantillons non saturés.

Connaissant les valeurs  $\phi'$  et  $c'$  ainsi que les contraintes totales au moment de la rupture on peut en déduire  $\Delta p$  et l'équation 11 donne  $\chi = (u_a - \Delta p)/\psi$ . Dans un essai de compression simple  $u_a$  peut être négligé et  $\chi = \sigma_3'/\psi$  vu que  $\sigma_3' = -\Delta p$ .

S'il s'agit d'une première estimation de  $\chi$  au moment où les essais triaxiaux font encore défaut, l'équation 12 peut être utilisée en posant  $\chi_1 = 0.25$  (sols cohérents) et  $\chi_2 = 2 \log \psi_0 + 1$  [5].

### 3.3. Perméabilité relative à l'eau

Les méthodes utilisées pour déterminer la perméabilité relative à l'eau  $k_{vr}$  sont basées sur les mesures de la saturation et de la succion [6]. L'équation 21 peut être résolue en posant  $S_{r \min} = 0.25$  et en exprimant  $n_1$  en fonction du paramètre de succion  $\psi_0$  de la façon suivante:  $n_1 = 2 \log \psi_0 + 3$  [5].

## 4. CALCUL SIMPLIFIÉ

Si l'on considère un cas unidimensionnel et un degré de saturation correspondant à une teneur en eau proche de l'optimum Proctor, une méthode simplifiée peut être proposée.

Le tassement instantané dans un milieu non drainé se calcule à partir des conditions initiales en utilisant la notion de contraintes effectives et en introduisant la succion.

Les tassements différés sont calculés selon la méthode de Terzaghi en introduisant un coefficient de correction pour tenir compte du degré de saturation et de la succion.

La méthode simplifiée permet, dans une première approche et sans recourir aux programmes d'ordinateur, une rapide estimation des contraintes, tassements et variations des pressions interstitielles.

#### 4.1. Tassement instantané

Dans un premier pas il faut définir la courbe des déformations verticales  $\epsilon_v$  en fonction des contraintes effectives verticales  $\sigma_v'$  à l'aide d'essais œdométriques ou, en leur absence, par la formule 2.

La figure 7 montre une telle courbe dont l'expression analytique s'écrit:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta \sigma_v'}{E_{\text{œd}}'} \quad (22)$$

Rappelons que la courbe œdométrique est basée sur un coefficient de poussée des terres au repos  $k_0 = \nu/(1 - \nu) = 1 - \sin \phi'$ . Pour d'autres valeurs du coefficient de poussée des terres  $k$ , la courbe se calcule de la manière suivante:

$$\Delta \epsilon_v = \frac{\Delta \sigma_v'}{E_{\text{œd}}'} \cdot \frac{[1 - \nu (1 + k)] (1 - \nu)}{(1 - 2\nu)} \quad (23)$$

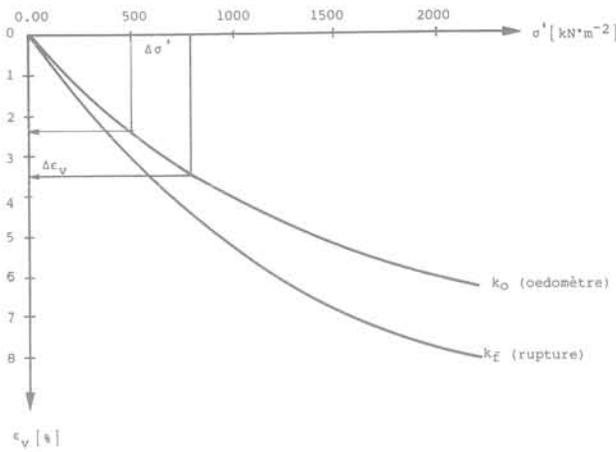


Fig. 7. — Courbe  $\epsilon_v - \sigma'$ .

La figure 7 montre une deuxième courbe pour laquelle le coefficient de la poussée correspond à celui de la rupture  $k_f = (1 - \sin\phi')/(1 + \sin\phi')$ . Au centre d'un remblai la déformation  $\Delta\epsilon$  ( $\Delta\sigma'$ ) est proche de la courbe pour  $k_o$ , tandis que vers les bords elle se déplace en direction de la courbe  $k_f$ .

Sous l'effet d'une augmentation  $\Delta\sigma_v$  de la contrainte verticale totale, la pression interstitielle équivalente augmente de  $\Delta p$ . Les contraintes totales  $\Delta\sigma_v$  sont donc liées aux contraintes effectives  $\Delta\sigma_v'$  par  $\Delta\sigma_v' = \Delta\sigma_v - \Delta p$ . Le dernier terme se décompose en :

$$\Delta p = \Delta u_a - \Delta(\chi\psi) \tag{24}$$

Le coefficient de Bishop  $\chi$  est calculé selon l'équation 12, tandis que la succion matricielle  $\psi$ , est obtenue à l'aide de l'équation 14. L'augmentation de la pression de l'air  $\Delta u_a$  se calcule en appliquant la loi de Mariotte et celle de la dissolution des gaz dans l'eau de Henry (constante  $H = 0.02$ ):

$$\Delta u_a = pa \frac{\epsilon_v}{e_o D - \epsilon_v} \tag{25}$$

$pa = 100 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$  correspond à la pression atmosphérique,  $e_o$  est l'indice de vide initial et  $D = 1 - 0.98 S_{ro}$ ,  $S_{ro}$  étant la saturation initiale. En calculant  $\Delta u_a$  pour différents  $\Delta\sigma_v'$ , une courbe  $u_a(\sigma')$  peut être dessinée comme indiqué à la figure 8 b.

Pour chaque augmentation de  $\Delta\sigma_v'$ , le volume  $n$  des pores diminue à cause de la compression. La teneur en eau restant constante (cas non drainé), la saturation  $S_r$  augmente également :

$$S_r = \frac{S_{ro} \cdot n_o}{n} = \frac{S_{ro} \cdot n_o}{n_o - \Delta n} = \frac{S_{ro} \cdot n_o}{n_o - \Delta\epsilon_v (1 - n_o)} \tag{26}$$

$S_{ro}$  et  $n_o$  sont respectivement la saturation et la porosité initiale et  $\Delta\epsilon_v = \Delta\sigma_v'/E_{oed}$ . Partant de  $S_{ro}$  et  $n_o$ , une courbe  $S_r(\Delta\sigma')$  peut être calculée telle que représentée à la figure 9.

Pour calculer  $\psi(\sigma_v')$ , on part des deux paramètres  $\psi_o$  et  $\psi_1$  connus, en introduisant dans la formule 14 pour chaque  $\sigma'$  la saturation  $S_r$  définie selon 28.

Se basant sur  $\psi = u_a - u_w$  on obtient  $u_w(\sigma_v')$ , également reporté sur la figure 8b.

Le coefficient de Bishop  $\chi(\sigma_v')$  se calcule à partir de  $\chi_1$  et  $\chi_2$  selon (12). Le résultat est reporté sur la figure 9.

La connaissance de  $u_a$ ,  $\chi$  et  $\psi$  en fonction de  $\sigma_v'$  permet, par l'intermédiaire de la définition de la pression interstitielle équivalente  $\Delta p = \Delta u_a - \Delta(\chi\psi)$ , le calcul de la fonction  $p(\sigma_v')$ . Dans la figure 8c,  $p$  est reporté à l'abscisse  $\sigma = \sigma_v' + p$ .

Dans la pratique le rapport  $\bar{B} = \Delta p/\Delta\sigma_v$ , avec  $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v' + \Delta p$ , est souvent utilisé et indique dans quelle mesure la contrainte verticale totale  $\sigma_v$  est transmise au fluide interstitiel (air + eau).

Une fois les diagrammes des figures 8 et 9 élaborés, les opérations pour calculer  $\Delta p$  et  $\Delta\epsilon$  d'une première augmentation de la contrainte totale  $\Delta\sigma_{v1}$  sont mentionnées ci-dessous :

- ① Reporter  $\Delta\sigma_{v1}$  sur l'abscisse de la fig. 8c et définir  $\Delta p_1$ .
- ② A l'aide de la définition  $\Delta\sigma_{v1}' = \Delta\sigma_{v1} - \Delta p_1$  on détermine  $\Delta\sigma_{v1}'$  et la figure 8a permet de trouver  $\Delta\epsilon_1$ .
- ③ La figure 8b permet de déterminer  $\Delta u_w$ .

La marche à suivre pour calculer une seconde augmentation de la contrainte  $\Delta\sigma_{v2}$  est également indiquée dans les figures. Notons qu'aucune dissipation de la pression interstitielle n'est considérée pour le tassement instantané.

### 4.2. Tassements différés

L'application d'une contrainte totale verticale  $\Delta\sigma_v$  conduit à une augmentation de la pression interstitielle équivalente de  $\Delta p$ . L'équation différentielle de la consolidation, sous condition  $\Delta\sigma_v = \text{cte}$ , sol isotrope et phénomène unidimensionnel, s'écrit :

$$c_v \frac{\partial^2 \Delta p}{\partial z^2} = \frac{\partial \Delta p}{\partial t} \tag{27}$$

$c_v$  est le coefficient de consolidation qui, pour un milieu non saturé, prend la forme [5]

$$c_v = \frac{K}{\gamma_w \cdot m_a \cdot m_{vc}} [\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}] \tag{28}$$

$k_a$  a été défini par (20) et inclut la perméabilité relative  $k_{wr}$  ( $S_r$ ) décrit par (21). Le paramètre de compressibilité  $m_a(S_r, \psi, n)$  est donné par (17).

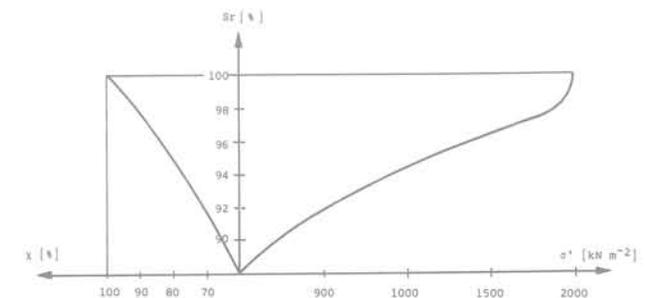


Fig. 9. —  $S_r$  et  $\chi$  en fonction de  $\sigma_v'$ .

En décomposant (28) en une première partie dite classique selon Terzaghi [8] (sol saturé) et une deuxième partie qui tient compte de la non saturation [10], on obtient :

$$c_v = \frac{k_w}{\gamma_w \cdot m_{vc}} \cdot \frac{k_{wr}}{s \cdot n(1 - n) + S_r} \quad (29)$$

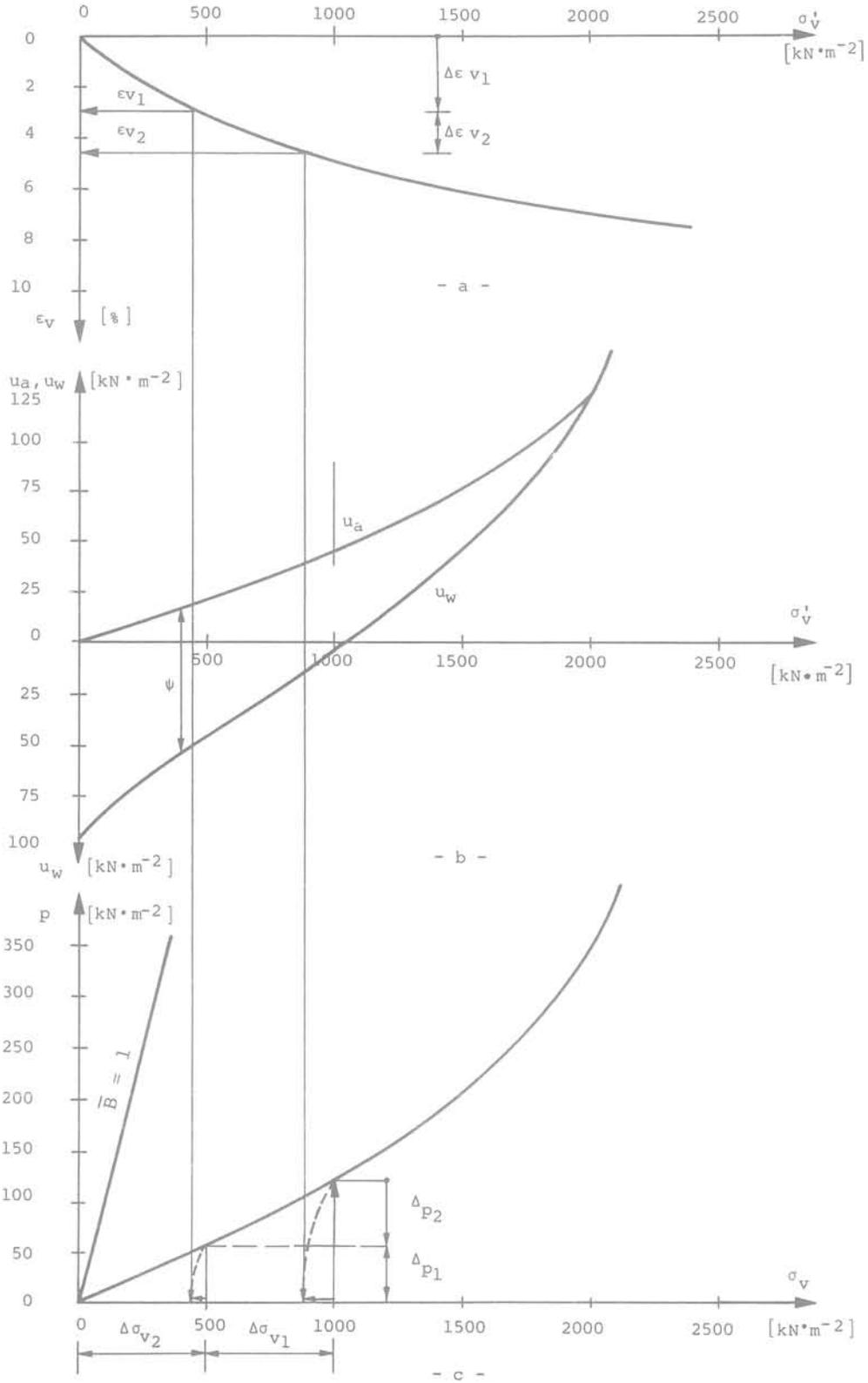


Fig. 8. —  $\epsilon_v$ ,  $u_a$ ,  $u_w$  et  $p$  en fonction des contraintes.

où avec  $c_{vo}$  comme coefficient de consolidation dans le cas saturé et  $c$  comme coefficient de correction pour tenir compte de  $S_r$ ,  $\psi$  et  $n$  il en résulte:

$$c_v = c_{vo} \cdot c \quad (30a)$$

avec:

$$c = \frac{k_{wr}}{s \cdot n(1 - n) + S_r} \quad (30b)$$

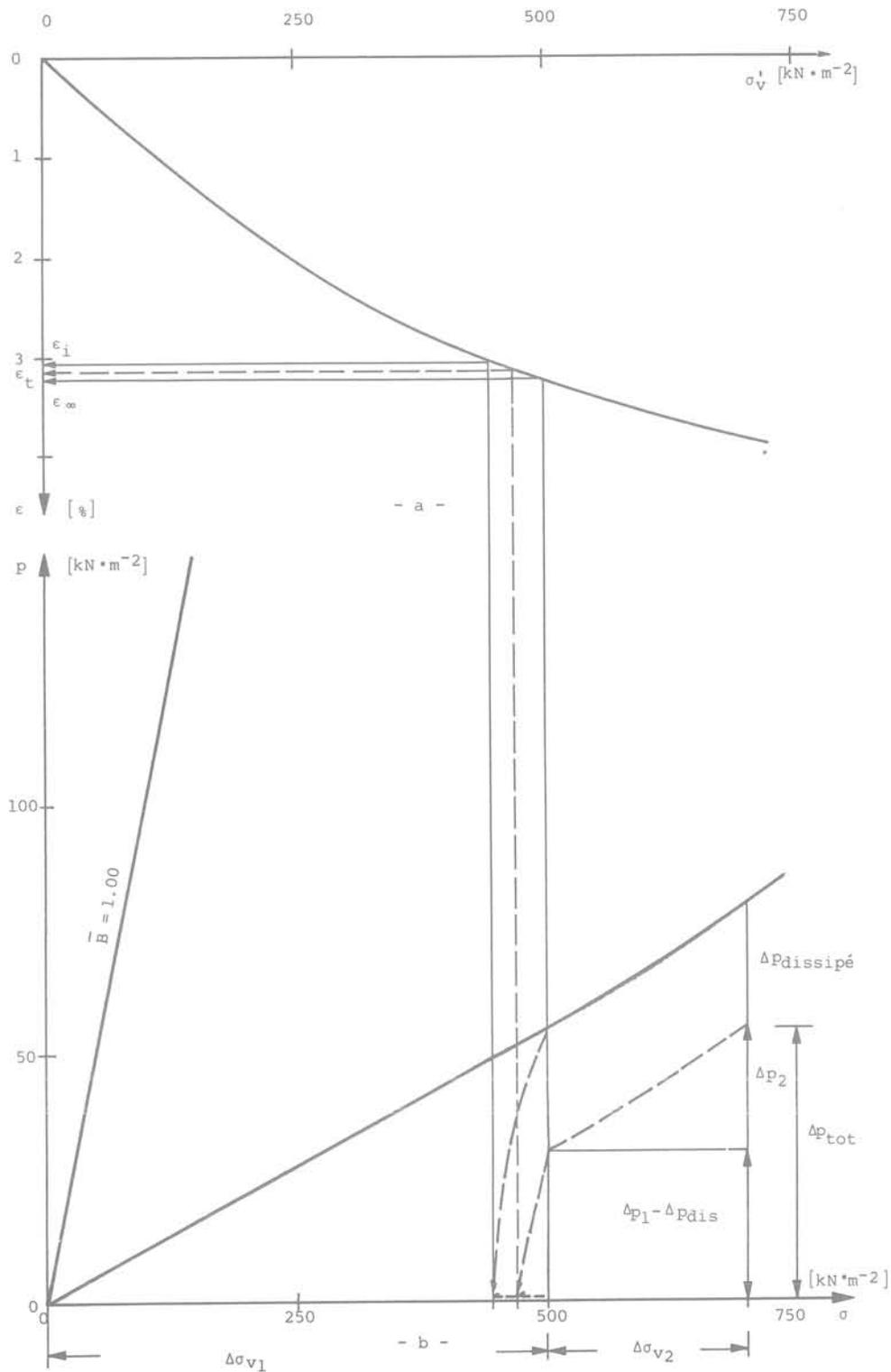


Fig. 10. —  $\epsilon_v$  et  $p$  dissipé en fonction des contraintes.

Pour calculer  $c$  il faut donc disposer des valeurs  $n_1$  relatives à la perméabilité selon (21) et  $s$  relative à la succion selon (18). Sa valeur est donnée dans l'annexe en fonction de la déformation volumétrique  $\epsilon_v$ , de la saturation  $S_r$ , de l'indice de plasticité  $I_p$  et de la limite de liquidité  $w_L$ .

Le degré de consolidation  $U_{ns}$  dans un milieu non saturé est le rapport en % des tassements  $\Delta h_t$  au temps  $t$  et des tassements  $\Delta h_\infty$  après dissipation complète des pressions interstitielles.  $U$  est une fonction de facteur de temps  $T_v$ , bien connu, qui doit pourtant être complété pour le cas non saturé par le coefficient de correction  $c$  de l'équation 30b :

$$T_{vns} = c T_v = c \frac{c_{vo} \cdot t}{H^2} \quad (31)$$

$H$  est le chemin de percolation le plus court en un endroit donné et  $t$  le temps écoulé depuis l'application de la charge  $\Delta\sigma$ . La fonction  $U(T_v)$  se trouve dans des abaques ou graphique de la littérature.

Le tassement différé au temps  $t$  pour un  $c_v$  et un  $H$  donnés se détermine de la manière suivante (fig. 10) :

- ① Calculer  $c$  selon 30b, ce qui permet de définir  $T_{vns}$ .
- ② D'un abaque donné dans la littérature on tire  $U$ , en fonction du  $T_{vns}$  calculé.
- ③ Sur la figure 10b on reporte  $\Delta\sigma$ , ce qui permet la définition de  $\Delta p$  et, à l'aide de la figure 10a on trouve  $\epsilon_i$  à l'abscisse  $(\Delta\sigma - \Delta p)$  et  $\epsilon_\infty$  à l'abscisse  $\Delta\sigma$ .
- ④ La déformation  $\epsilon_t$  au temps  $t$  est obtenue par
 
$$\epsilon_t = \epsilon_i + U (\epsilon_\infty - \epsilon_i) \quad (32)$$
- ⑤  $\epsilon_t$  ainsi défini permet sur la figure 10b de trouver la part de  $\Delta p$  dissipé.

Pour une deuxième augmentation de la charge totale  $\Delta\sigma_2$ , on définit à l'aide de la figure 10b le  $\Delta p_2$  résultant. La pression équivalente totale, après l'application de la charge, doit tenir compte de la dissipation calculée au point ⑤.

$$\Delta p_{tot} = \Delta p_1 - \Delta p_{dissipe} + \Delta p_2 \quad (33)$$

### 5. CALCUL D'UN BARRAGE EN TERRE

La théorie développée dans le chapitre 2 et les deux programmes en résultant ont été appliqués au barrage de l'Oued el Makhazine sur le Loukkos au Maroc. L'auscultation de ce barrage pendant et après la réalisation a fourni des résultats suffisants et fiables. Si ce barrage a été choisi, c'est que des pressions interstitielles négatives importantes se sont manifestées dans le noyau. Il est donc particulièrement intéressant de vérifier si la théorie est capable, dans un cas similaire, de prédire ces pressions négatives sur la base des caractéristiques des matériaux, résumées dans la table n° 2. La géométrie du barrage est donnée à la figure 11.

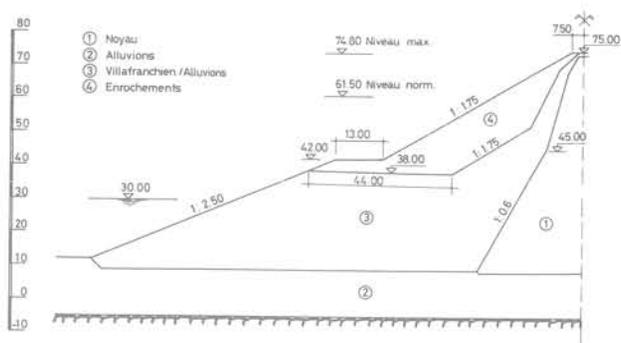


Fig. 11. — Géométrie du barrage et matériaux utilisés.

Le calcul est fait en six étapes simulant ainsi les phases de construction. A chaque étape, la charge appliquée aux nœuds des éléments correspond au poids propre du volume de terre représenté par ces éléments, ce qui donne l'augmentation de la pression interstitielle. Ensuite, la pression interstitielle se dissipe jusqu'à l'étape suivante. En répétant le calcul, il est ainsi tenu compte de l'évolution des contraintes et des pressions interstitielles.

Les tassements et les pressions interstitielles sont donnés dans les figures 12, 13 et 14. La figure 12 montre que les tassements calculés concordent avec les mesures effectuées sur l'ouvrage réel. En tenant compte des variations possibles des caractéristiques des matériaux on constate également une bonne appréciation des pressions interstitielles reportées sur la figure 13. La figure 14, finalement, résume les déplacements calculés pour l'état de fin de construction.

### 6. CONCLUSIONS

Le comportement d'un sol non saturé est influencé d'une manière décisive par son degré de saturation. En particulier la succion matricielle joue un rôle important sur l'évolution des pressions interstitielles, ces dernières étant considérées séparément pour l'eau et l'air.

La théorie développée et les programmes en résultant permettent l'introduction de la saturation et des caractéristiques mécaniques et hydrauliques qui en dépendent. La combinaison des calculs pour les déformations instantanées, respectivement différées, permet de simuler fidèlement la construction d'un barrage en matériaux meubles.

L'exemple d'un barrage réalisé montre la comparaison des valeurs calculées avec celles observées et met en évidence le bien-fondé du développement théorique. Le fait que le calcul fasse apparaître les pressions interstitielles négatives effectivement mesurées dans le noyau de ce barrage est d'un intérêt particulier. La présentation d'une méthode simplifiée permet, pour le cas unidimensionnel, une bonne appréciation des déformations et pressions interstitielles sans avoir à recourir aux programmes sur ordinateurs.

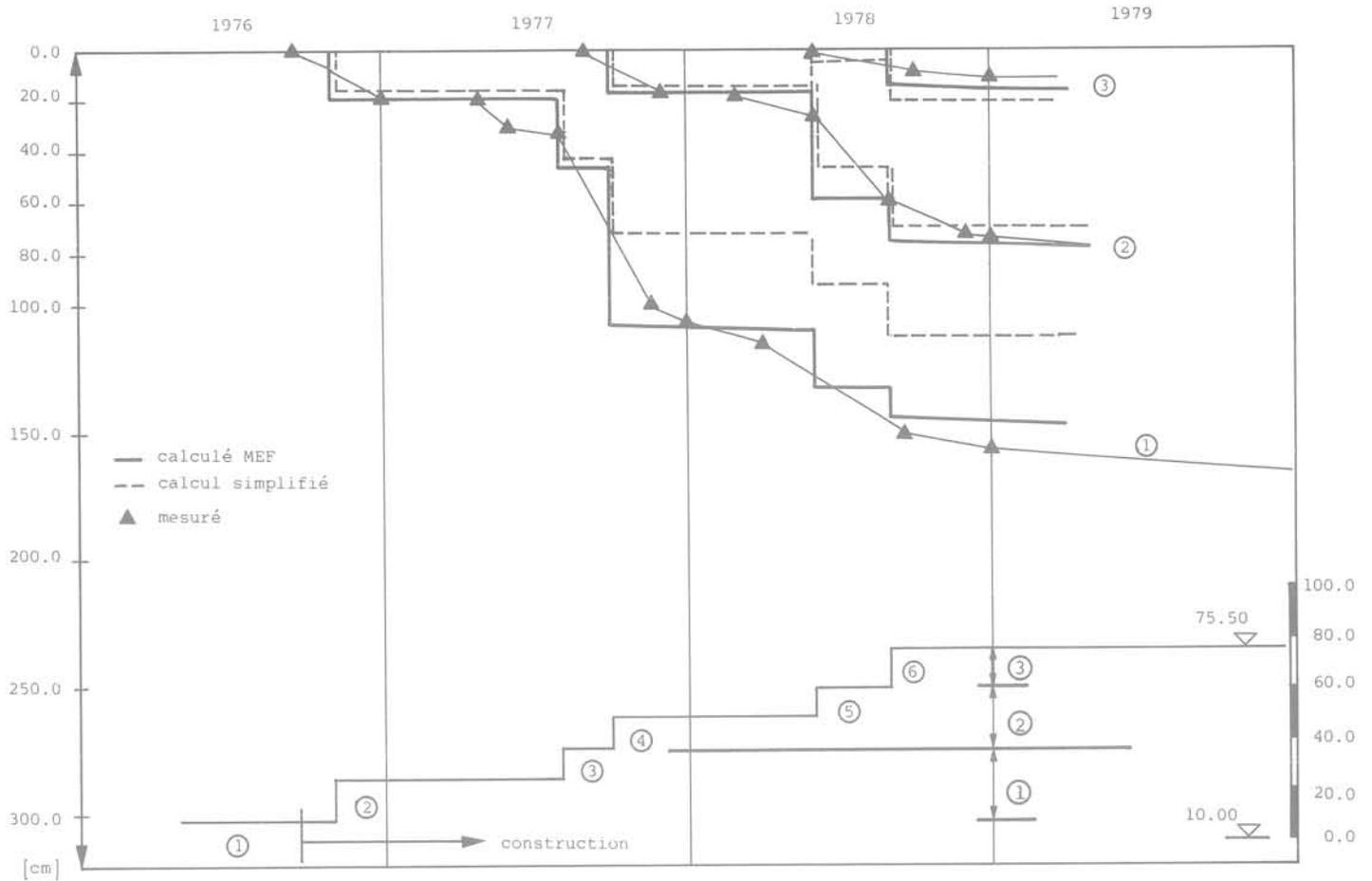


Fig. 12. — Tassements calculés et mesures de trois couches.

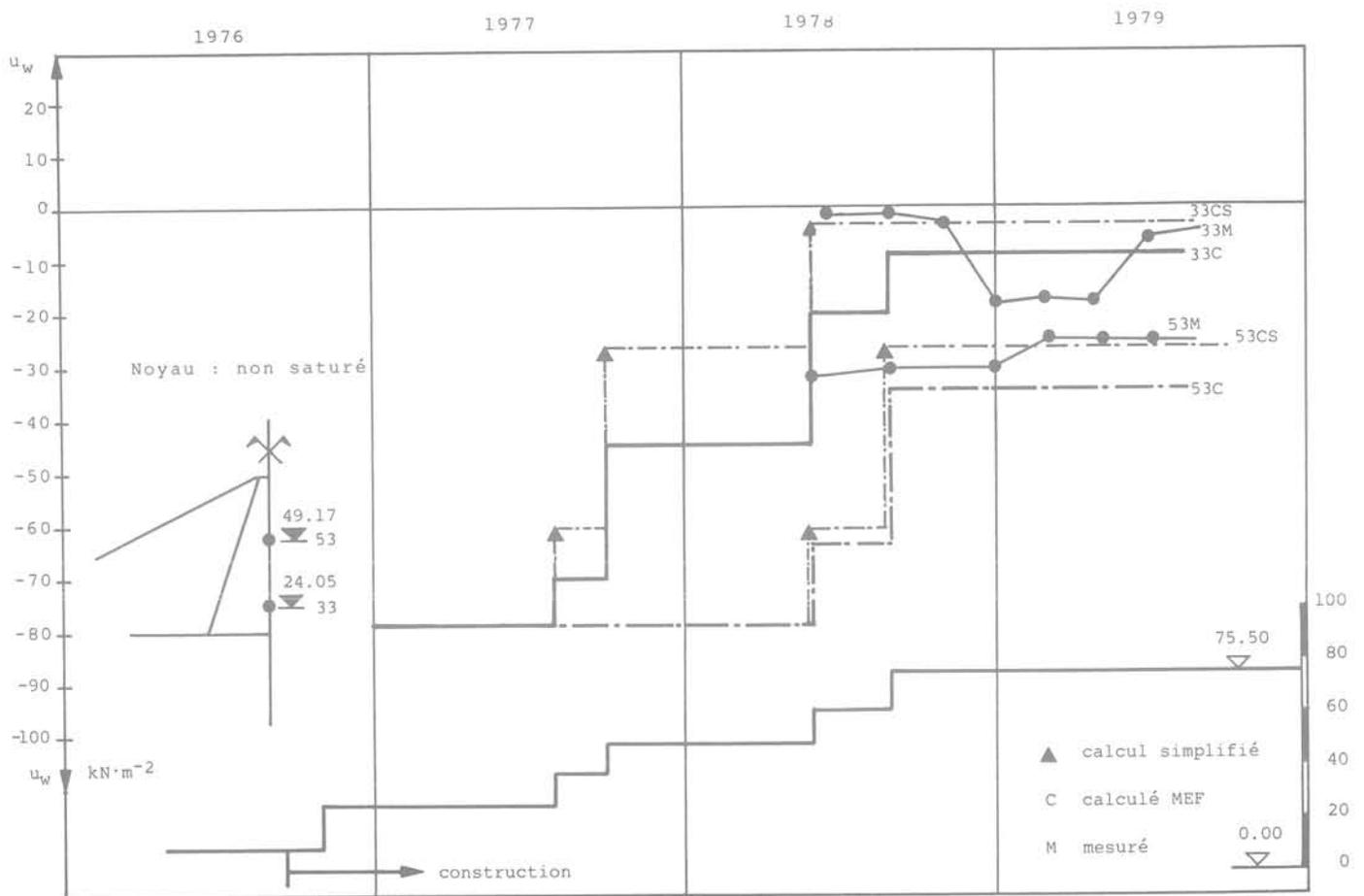


Fig. 13. — Pressions interstitielles calculées et mesurées aux points 33 et 53.

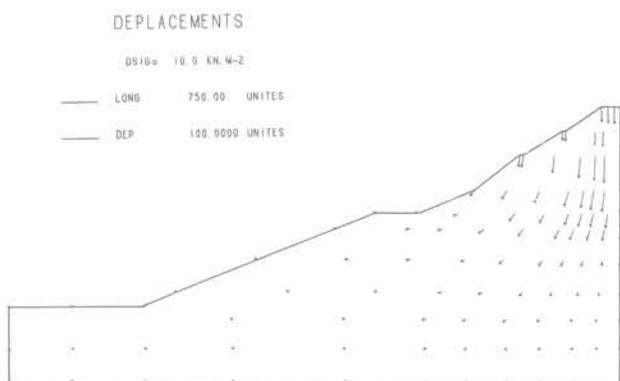


Fig. 14. — Direction des déplacements du barrage à la fin de la construction.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier l'Administration de l'Hydraulique du Royaume du Maroc à Rabat-Chellah qui leur a permis d'utiliser les mesures d'auscultation du barrage Ouest el Makhazine. Les remerciements vont également à Electrowatt Ingénieurs-Conseils S.A. Maroc qui a mis à disposition les documents y relatifs.

BIBLIOGRAPHIE

1. EISENSTEIN, Z.; KRISHNAYYA, A.G.; LAW, S.T. (1978). — *Analysis of consolidation in cores and earth dams*. Num. Methods in Geomech. Ed. Desa, New York, Vol. II, p. 1089-1105.
2. GHABOUSSI, J.; KIM, J.K. (1982). — *Analysis of saturated and partially saturated soils*. Int. Symposium on Num. Model in Geomech., Zurich, 13-17 sept. 1982, p. 377-390.
3. HENKEL, D.J. (1956). — *The effect of overconsolidation in the behaviour of clays during shear*. Geotechnique 4, p. 139-150.
4. BISHOP, A.W.; BLIGHT, G.E. (1963). — *Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils*. Geotechnique 13, p. 177-197.
5. SEKER, E. (1983). — *Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé*. Thèse E.P.F. Lausanne, n° 492.
6. VACHAUD, G. (1969). — *Analyse des profils hydriques et détermination de k(θ)*. Bulletin du B.R.G.M., n° 4, p. 101-105.
7. DINIA, N.; SINNIGER, R. (1982). — *Non homogeneous Rockfill testing and treatment*. 14<sup>e</sup> congrès des Grands Barrages, Rio de Janeiro, p. 11-21.
8. TERZAGHI, K. (1951). — *Mécanique théorique des sols*. Dunod, Paris.
9. JENNING, J.E.; BURLAND, J.B. (1962). — *Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*. Géotechnique 12, p. 125-144.
10. ALPAN, I. (1961). — *The dissipation function for unsaturated soils*. 5<sup>e</sup> Congrès International de Méc. des Sols et des Travaux de Fondation, Paris, vol. 1, p. 3-5.

Liste des symboles

Symboles	Unités	Définitions
A	—	Paramètres de la pression interstitielle
A <sub>f</sub>	—	Paramètres de la pression à la rupture
a	—	Indice désignant l'air
B	—	Paramètre de la pression interstitielle
[B]	m <sup>-1</sup>	Matrice de déplacements
c'	kN.m <sup>-2</sup>	Cohésion effective
C <sub>c</sub>	—	Indice de compression
c	%	Coefficient de correction
c <sub>1</sub>	—	Constante d'intégration
c <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> .s <sup>-1</sup>	Coefficient de consolidation
[D]	kN.m <sup>-2</sup>	Matrice d'élasticité
E	kN.m <sup>-2</sup>	Module d'élasticité
e	—	Indice de vide
{F}	kN	Forces extérieures
H	—	Coefficient de Henry
h <sub>a,w</sub>	m	Charge hydraulique
lp	%	Indice de plasticité
K	kN.m <sup>-2</sup>	Module de déformation volumique
[K]	kN.m <sup>-2</sup>	Matrice de rigidité
k <sub>a,w</sub>	m.s <sup>-1</sup>	Coefficient de perméabilité (à l'air, à l'eau)
m <sub>a</sub>	%	Paramètre de compressibilité
m <sub>v</sub>	m <sup>2</sup> .kN <sup>-1</sup>	Coefficient de compressibilité volumique
m <sub>vc</sub>	m <sup>2</sup> .kN <sup>-1</sup>	Coefficient de compressibilité du squelette
m <sub>w</sub>	m <sup>2</sup> .kN <sup>-1</sup>	Coefficient de compressibilité du fluide
m <sub>0,1</sub>	—	Constantes du modèle oedométrique
n	%	Porosité
OCR	—	Degré de surconsolidation
p	kN.m <sup>-2</sup>	Pression interstitielle totale
pF	—	log <sub>10</sub> de la succion
pF <sub>c</sub>	—	pF de la frange capillaire
s	%	Capacité spécifique de saturation
S <sub>r</sub>	%	Degré de saturation
S <sub>r oc</sub>	%	Degré de saturation d'occlusion
t	s	Temps
T <sub>v</sub>	—	Facteur de temps
U	%	Degré de consolidation
[U]	—	Matrice de pression non drainée
u <sub>a,w</sub>	kN.m <sup>-2</sup>	Pressions interstitielles (air, eau)
u	—	Indice désignant le cas non drainé
V	m <sup>3</sup>	Volume
{V}	m.s <sup>-1</sup>	Vitesse
w	—	Indice désignant l'eau
w <sub>L</sub>	%	Limite de liquidité
w <sub>P</sub>	%	Limite de plasticité
α	—	Constante de perméabilité
Δ	—	Variation ou incrément
∇	—	Laplacien
{δ}	m	Déplacements
{ε}	%	Déformations
ε <sub>v</sub>	%	Déformation volumique
φ	degrés	Angle de frottement interne
γ	kN.m <sup>-3</sup>	Poids volumique
ρ	t.m <sup>-3</sup>	Masse volumique
{σ}	kN.m <sup>-2</sup>	Contraintes
σ <sub>c</sub>	kN.m <sup>-2</sup>	Contrainte de préconsolidation
χ	%	Coefficient de Bishop
χ <sub>1,2</sub>	—	Constantes du coefficient de Bishop
ψ	kN.m <sup>-2</sup>	Succion matricielle
ψ <sub>0,1,2</sub>	—	Constantes de pF
ν	—	Coefficient de Poisson
τ	kN.m <sup>-2</sup>	Contrainte de cisaillement

Table 1. — Estimation des caractéristiques et paramètres utilisés.

Caractéristiques	Symbole	Unité	Valeur approchée	Forme exacte
physique	$W_L$	%	donnée	
	$I_p$	%	donnée	
	$c'$	$\text{kN m}^{-2}$	$\gamma_w 10^{pF_c-2} \text{tg } \phi'$	
	$\phi'$	°	$\sin \phi' = \frac{20}{30 + I_p}$	
suction	$pF_c$	-	$3,75 \sqrt{\frac{I_p}{W_L}}$	$pF_c = \psi_0 (1 - 2\psi_1)$
	$m$	-	$I_p > 25 \Rightarrow m = 6,26 - 0,046 I_p$ $I_p < 25 \Rightarrow m = 10^{-3} I_p^2 [2,50 - 0,233 I_p] + 0,298 I_p$	$m = -4\psi_0\psi_1$
	$\psi_0$	-	$\frac{2 pF_c + m}{2}$	$\psi = \gamma_w 10^p$ $\psi = (u_a - u_w)$
	$\psi_1$	-	$\frac{m}{2(2pF_c + m)}$	$pF = \psi_0 \left( \frac{1 - S_r}{S_r} \right)^{\psi_1}$
perméabilité	$k_w$	$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$	$2,7 n 10^{-2} \psi_0$	$k_{wr} = \left( \frac{S_r - S_{r \text{ min}}}{1 - S_{r \text{ min}}} \right)^{n_1}$
	$n_1$		$2 \log \psi_0 + 3$	
déformabilité	$m_0$	$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$	$\frac{2,3 (1 + 2,7 \frac{W_L}{100})}{c_c} p_a$	$E_{oed} = m_0 \left( \frac{\sigma'}{p_a} \right)^{m_1}$
	$m_1$		$1 + \log \left( 1 - \frac{2,3}{m_0} \right)$	
	$c_c$	-	$0,007 (W_L - 10)$	
	$\nu$		$\frac{10 + I_p}{40 + I_p}$	
coefficient de Bishop	$x_1$	-	0.25	$x = \left( \frac{S_r - x_1}{1 - x_1} \right)^{x_2}$
	$x_2$	-	$2 \log \psi_0 + 1$	

Table 2. — Caractéristiques des sols.

Caractéristiques	unité	① noyau	② alluvions	③ villafraanchien alluvions	④ encrochements
Physique :					
W <sub>L</sub>	%	35	0	54	--
w <sub>p</sub>	%	18	0	15,25	--
w <sub>opt</sub>	%	17,2	-	-	-
S <sub>roc</sub>	%	82	-	82	-
S <sub>ci</sub>	%	86	100	86	25
γ <sub>s</sub>	kN·m <sup>-3</sup>	27,4	27,4	27,4	27,4
c'	kN·m <sup>-2</sup>	0	0	0	-
φ'	°	31	37,10	31,30	42
e <sub>0</sub>		0,557	0,442	0,481	0,562
n		0,358	0,306	0,325	0,360
succion :					
ψ <sub>0</sub>		4,350	-	3,50	-
ψ <sub>1</sub>		0,227	-	0,200	-
ψ <sub>2</sub>		0,450	-	0,400	-
perméabilité :					
k <sub>0</sub>	m·s <sup>-1</sup>	10 <sup>-9</sup>	4·10 <sup>-6</sup>	4·10 <sup>-8</sup>	-
α	-	5,70	-	5,00	-
n <sub>1</sub>	-	4,40	-	4,50	-
déformabilité :					
E <sub>oed</sub>	kN·m <sup>-2</sup>	15000	30000	30000	20000
m <sub>0</sub>	-	130	200	280	200
m <sub>1</sub>	-	0,52	1	1	1
c <sub>c</sub>	-	0,175	-	0,170	-
v	-	0,365	0,360	0,360	0,300
coefficient de Bishop					
x <sub>1</sub>	-	0,43	-	0,25	-
x <sub>2</sub>	-	2,40	-	2,40	-

## ANNEXE

$S_r = 0.85$

$\epsilon_v = 0.010$						$\epsilon_v = 0.025$				
$\frac{I_p}{w_L}$	5	10	15	20	30	5	10	15	20	30
10.	20.000	5.482	3.229	-	-	20.000	3.270	1.866	-	-
20.	18.034	4.479	2.718	2.168	-	16.314	2.781	1.665	1.322	-
30.	13.687	3.948	2.422	1.939	2.328	10.880	2.523	1.540	1.229	1.411
40.	11.610	3.598	2.221	1.783	2.154	8.852	2.352	1.451	1.163	1.342
50.	10.334	3.343	2.072	1.665	2.022	7.741	2.227	1.384	1.111	1.287
60.	-	-	1.956	1.574	1.916	-	-	1.330	1.070	1.242
70.	-	-	-	1.500	1.829	-	-	-	1.035	1.204
80.	-	-	-	-	1.755	-	-	-	-	1.171

$S_r = 0.90$

$\epsilon_v = 0.010$						$\epsilon_v = 0.025$				
$\frac{I_p}{w_L}$	5	10	15	20	30	5	10	15	20	30
10.	20.000	4.664	2.758	-	-	20.000	2.782	1.594	-	-
20.	15.349	3.850	2.347	1.875	-	13.885	2.390	1.438	1.143	-
30.	11.717	3.416	2.106	1.688	2.010	9.314	2.183	1.339	1.070	1.218
40.	9.983	3.128	1.941	1.559	1.869	7.611	2.045	1.268	1.017	1.164
50.	8.918	2.918	1.818	1.463	1.761	6.681	1.944	1.214	0.976	1.121
60.	-	-	1.722	1.387	1.674	-	-	1.171	0.943	1.085
70.	-	-	-	1.326	1.602	-	-	-	0.915	1.055
80.	-	-	-	-	1.542	-	-	-	-	1.028

$S_r = 0.95$

$\epsilon_v = 0.010$						$\epsilon_v = 0.025$				
$\frac{I_p}{w_L}$	5	10	15	20	30	5	10	15	20	30
10.	20.000	3.200	1.905	-	-	20.000	1.909	1.101	-	-
20.	10.538	2.686	1.651	1.321	-	9.533	1.668	1.011	0.805	-
30.	8.122	2.410	1.498	1.204	1.413	6.457	1.540	0.953	0.763	0.857
40.	6.972	2.225	1.393	1.121	1.325	5.315	1.455	0.910	0.732	0.825
50.	6.266	2.090	1.314	1.059	1.256	4.694	1.392	0.877	0.707	0.800
60.	-	-	1.251	1.010	1.201	-	-	0.851	0.687	0.778
70.	-	-	-	0.970	1.155	-	-	-	0.670	0.760
80.	-	-	-	-	1.116	-	-	-	-	0.744

# utilisation du microscope électronique à balayage en vue de la compréhension des mécanismes du gonflement des sols argileux

**Jean-Pierre TROALEN**

Assistant

Institut National Polytechnique de Lorraine, E.N.S.G.  
Laboratoire de Mécanique et Hydraulique des Sols et des Roches\*

**Mahmoud ABOUSHOOK**

Ingénieur-chercheur

Institut National Polytechnique de Lorraine, E.N.S.G.  
Laboratoire de Mécanique et Hydraulique des Sols et des Roches\*

**Jean-Paul TISOT**

Maître-assistant

Institut National Polytechnique de Lorraine, E.N.S.G.  
Laboratoire de Mécanique et Hydraulique des Sols et des Roches\*

## 1. INTRODUCTION

Le travail que nous exposons ici s'inscrit dans le cadre plus vaste d'une étude des propriétés physiques et mécaniques de matériaux argileux gonflants de la région du Caire (Egypte) où ils posent de nombreux problèmes d'ordre géotechnique. Cette étude fait suite à un certain nombre de travaux antérieurs et les complète (1, 3, 4, 5).

Les différents problèmes soulevés par la mesure des contraintes de gonflement à volume constant et par leur interprétation sont plus particulièrement abordés.

Les cinq matériaux que nous avons étudiés sont tout d'abord caractérisés du point de vue de leurs proprié-

tés minéralogiques, chimiques et physiques, puis des essais de gonflement à la cellule triaxiale sont réalisés afin de mesurer les contraintes axiale et radiale de gonflement.

Les résultats obtenus à la cellule triaxiale ne peuvent pas être en totalité expliqués par les seules analyses de l'identification. Afin d'essayer de mieux cerner les mécanismes et les comportements observés, les auteurs ont réalisé une analyse détaillée des textures initiales et finales à l'aide du microscope électronique à balayage. Les résultats ainsi obtenus permettent d'établir une meilleure corrélation entre les paramètres physiques et

\* Institut National Polytechnique de Lorraine, rue du Doyen Marcel Roubault, B.P. 40, 54501 Vandœuvre-lès-Nancy.

mécaniques mesurés et, ainsi, il est possible de mieux interpréter et décrire les différents mécanismes du gonflement.

## 2. CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

Du point de vue géologique, le sol et le sous-sol du district urbain du Caire (Egypte) sont constitués par des formations sableuses et/ou graveleuses, d'âge Eocène à Quaternaire récent.

Les formations attribuées à l'Oligocène, au Miocène et au Pliocène sont celles où les problèmes géotechniques et les désordres observés sur les constructions sont les plus fréquents. En effet, l'observation montre que dans ces terrains sableux et/ou graveleux il s'intercale de nombreux bancs ou lentilles silto-argileux. Ceux-ci sont la cause majeure des désordres observés.

Les cinq matériaux étudiés sont caractéristiques de ces niveaux. A l'échelle macroscopique, ils présentent deux types principaux de structure. Ce sont soit des argilites massives (échantillons A, C et E) soit des argilites litées ou shales (échantillons B et D).

Les paramètres minéralogiques sont reportés sur le tableau I. Les analyses chimiques et les propriétés qui en découlent figurent sur le tableau II. Les principales propriétés physiques sont données sur le tableau III.

Du point de vue de leur nature, la composition minéralogique des cinq matériaux étudiés fait apparaître un mélange de quartz, de montmorillonite et de kaolinite. Les pourcentages relatifs de ces trois constituants majeurs varient considérablement d'un matériau à un autre. De plus, il apparaît que le type même de la montmorillonite peut changer. Il en est de même en ce qui concerne la granulométrie. Ceci est particulièrement évident pour l'échantillon A.

Les propriétés chimiques et physiques seront commentées avec les résultats et l'interprétation des essais de gonflement à la cellule triaxiale ainsi qu'après les analyses réalisées au microscope électronique à balayage.

## 3. ESSAIS DE GONFLEMENT A LA CELLULE TRIAXIALE

La méthode que nous avons utilisée est celle qui a été mise au point dans des travaux antérieurs (5). Nous n'en présenterons ici qu'un résumé partiel.

Le but de cette méthode est de mesurer les contraintes axiale et radiale de gonflement dans les sols intacts en fonction de la variation de la teneur en eau en cours d'essai. La réalisation d'un tel essai nécessite l'utilisation d'une cellule triaxiale classique mais équipée d'un capteur de force (mesure de la contrainte axiale) et d'un capteur de pression (mesure de la contrainte radiale). L'essai débute par l'application d'une pression

isotrope et d'une contre pression de faibles valeurs. On mesure les contraintes axiale et radiale en fonction de la teneur en eau au cours de l'essai, jusqu'à l'obtention d'une stabilisation. On définit comme étant les contraintes de gonflement, les valeurs des contraintes radiales et axiale à la fin de l'essai. De plus, il est réalisé des cycles entrée/sortie d'eau dans l'échantillon en cours d'essai. Ces cycles permettent l'observation d'éventuelles modifications des contraintes de gonflement.

Les résultats obtenus pour les cinq matériaux sont présentés sur le tableau IV et les figures 1 à 5.

Ces résultats appellent un certain nombre de commentaires. Tout d'abord, il est évident que les valeurs des contraintes de gonflement obtenues sur les cinq matériaux ne sont pas semblables. D'autre part, le mécanisme « évolution des contraintes de gonflement » apparaît comme significativement différent d'un matériau à un autre, que ce soit le cas des argilites massives (échantillons A, C et E) ou celui des argilites litées (échantillons B et D).

Si nous tentons de relier ces observations aux paramètres physiques, chimiques et minéralogiques précédemment mesurés, il est possible de dire que pour les argilites massives (A, C, E), les contraintes de gonflement diminuent lorsque l'on effectue des cycles entrée/sortie d'eau (fig. 2 et 3) sauf pour l'échantillon A (fig. 1) où la contrainte axiale augmente. La forme et la pente des cycles entrée/sortie d'eau n'évoluent pas selon le même mécanisme dans les trois matériaux. Les analyses minéralogiques et chimiques (tableaux I et II) font apparaître des différences dans la composition de ces matériaux. Les échantillons A et C possèdent 25 % de minéraux argileux (classification dimensionnelle) alors que l'échantillon E en contient près de 40 %. De plus, l'échantillon A contient un plus fort pourcentage en montmorillonite dont la cristallinité est

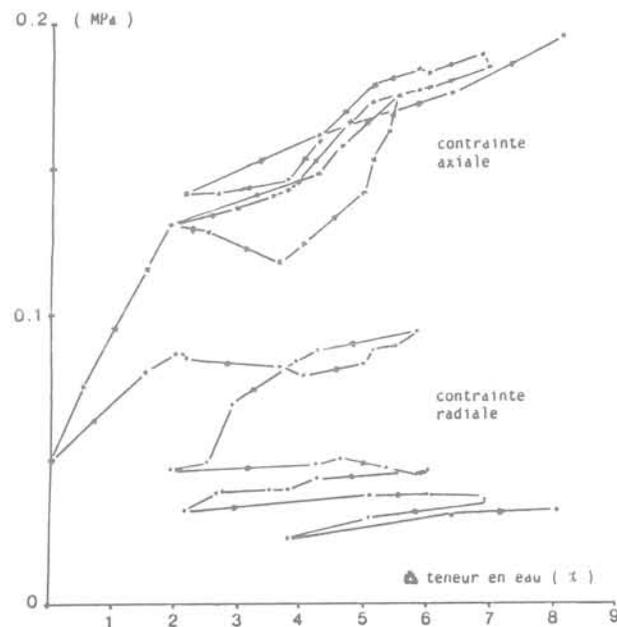


Fig. 1. — Echantillon A argilite massive.

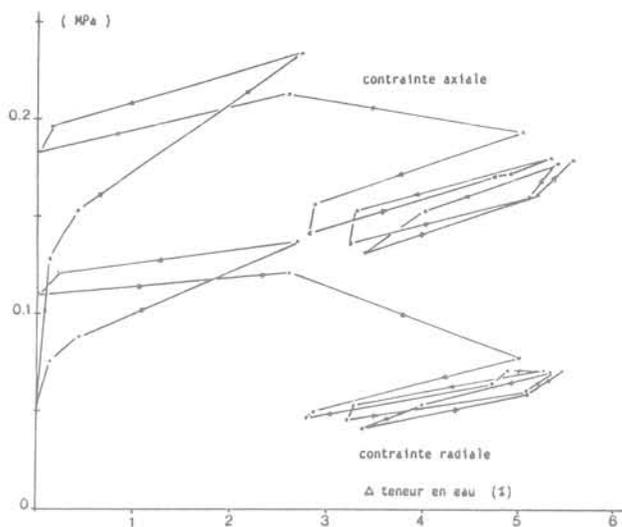


Fig. 2. — Echantillon C argilite massive.

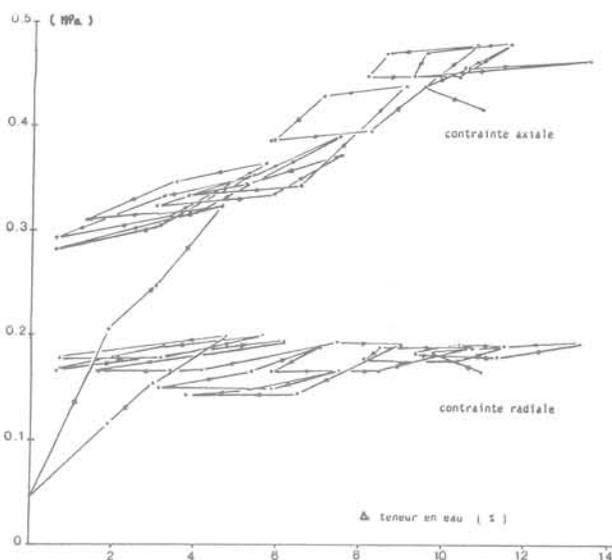


Fig. 4. — Echantillon B argilite litée.

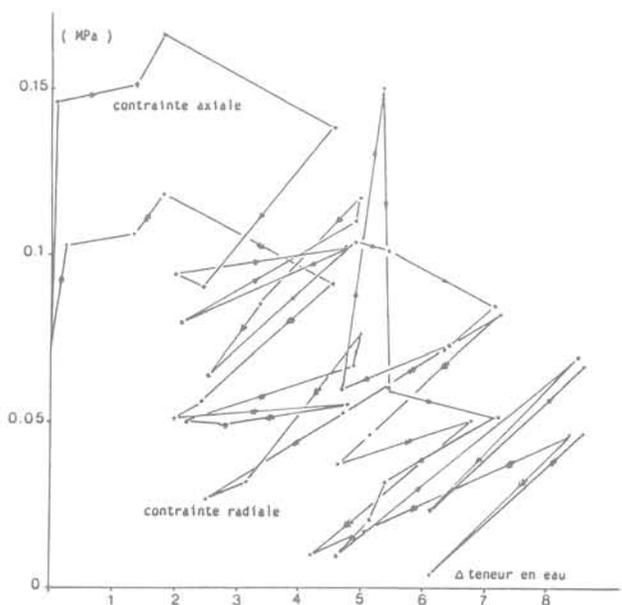


Fig. 3. — Echantillon E argilite massive.

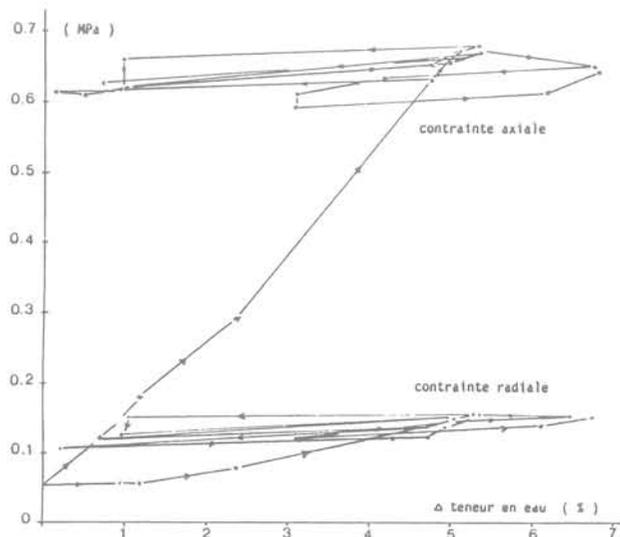


Fig. 5. — Echantillon D argilite litée.

plus élevée que celle des échantillons C et E (cristallinité supérieure à 2 microns, tableaux I et II). L'activité « bleu de méthylène » (activité 4, tableau III) et l'activité « gonflement libre » (activité 3, tableau III) montrent que l'échantillon A présente des valeurs élevées et très différentes de celles obtenues pour les échantillons C et E.

Dans le cas des argilites litées ou shales (B, D), les valeurs des contraintes radiales de gonflement restent relativement constantes au cours de l'essai alors que les contraintes axiales de gonflement augmentent pendant les mêmes cycles entrée/sortie d'eau avant de se stabiliser. Cette stabilisation peut être précoce (fig. 5, échantillon D) ou plus tardive (fig. 4, échantillon B). Les analyses chimiques et minéralogiques (tableaux I et II) ne montrent pas de différence significative dans les

compositions. Il en est de même en ce qui concerne les propriétés physiques (tableau III), par exemple, les valeurs des activités restent semblables.

A ce stade de l'analyse, il est important de rappeler que les essais de gonflement à la cellule triaxiale sont des essais à volume constant (5), c'est-à-dire que les échantillons conservent non seulement le même volume, mais encore la même forme tout au long des essais (éprouvettes cylindriques de 35 mm de diamètre et d'éclatement 2), même en cours de cycle entrée/sortie d'eau. Il n'en est pas moins observé des comportements de gonflement différents. Si les paramètres physiques, chimiques et minéralogiques ne permettent pas d'expliquer en totalité ces mécanismes différents, c'est donc au niveau des textures qu'il faut, raisonnablement, rechercher une explication de ce phénomène.

Tableau I. — Caractéristiques géologiques et minéralogiques.

SYMBÔLE	LITHOLOGIE	ÂGE	PROFONDEUR (m)	CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES		CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES	
				Description	Couleur (Code Munsell)	Minéraux argileux (%)	Minéraux non argileux (%)
E		PLIOCENE	1 - 3	ARGILITE MASSIVE : mélange hétérogène de sablons, silts et argiles; présence de CaCO <sub>3</sub> .	état sec : 7.5 YR 3.5/4 état humide : 7.5 YR 5.5/4	Montmorillonite saturée par Ca <sup>++</sup> : 29 Kaolinite : 4 Illite : 2	Quartz : 40 Calcite : 16 Oxydes de Fe : 6 Oxydes de Mn : 1 Halite : 3
D		MIOCENE	2 - 6	ARGILITE LITEE : mélange homogène de silts et d'argiles; présence de gypse.	état sec : 5 Y 5/1 état humide : 10 YR 5.5/3	Montmorillonite saturée par Na <sup>+</sup> : 40 Kaolinite : 13	Quartz : 24 Feldspaths : 10 Oxydes de Fe : 5 Oxydes de Mn : 3 Gypse : 3 Halite : 2
C			3 - 6	ARGILITE MASSIVE : mélange hétérogène de sablons, silts et argiles.	état sec : 5 GY 5/1 et 2.5 Y 5/1 état humide : 2.5 Y 6/4	Montmorillonite : 21 saturée par Na <sup>+</sup> , Ca <sup>++</sup> Kaolinite : 4	Quartz : 53 Feldspaths : 10 Oxydes de Fe : 5 Oxydes de Mn : 7
B		OLIGOCENE	1 - 3	ARGILITE LITEE : mélange non homogène de silts et d'argiles présence de gypse.	état sec : 2.5 Y 6/4 et 5 YR 5/8 état humide : 10 YR 1/2	Montmorillonite : 34 saturée par Na <sup>+</sup> , Ca <sup>++</sup> Kaolinite : 21	Quartz : 35 Oxydes de Fe : 3 Oxydes de Mn : 4 Gypse : 3
A			5 - 8	ARGILITE MASSIVE : mélange hétérogène de sablons, silts et argiles.	état sec : 5, 10 YR 4.5/6 état humide : 10 YR 4.5/3	Montmorillonite saturée par Na <sup>+</sup> , Ca <sup>++</sup> : 25 inf. à 2 microns 50 sup. à 2 microns	Quartz : 7 Feldspaths : 10 Oxydes de Fe : 3 Oxydes de Mn : 5

En effet, les analyses chimiques, minéralogiques et la mesure des propriétés physiques n'incluent pas le paramètre de texture. Ainsi, une composition identique ne signifie pas pour autant une identité dans la répartition spatiale des particules constitutives et, de ce fait le comportement au gonflement ou tout comportement mécanique n'est pas obligatoirement semblable et réciproquement (7, 8). C'est pourquoi, nous avons effectué des observations au microscope électronique à balayage sur les cinq matériaux étudiés. Les textures initiales (avant gonflement) et finales (parés gonflement) ont été observées dans les mêmes conditions de préparation.

#### 4. ANALYSE AU MICROSCOPE ÉLECTRONIQUE A BALAYAGE

Les cinq matériaux sur lesquels ont été effectués les essais de gonflement ont été observés au microscope électronique à balayage et comparés aux échantillons témoins.

Compte tenu des hétérogénéités d'ensemble de ces matériaux et des surfaces petites et partielles que l'on observe au microscope électronique à balayage, il convient de prendre certaines restrictions dans l'exploitation des résultats.

A l'état initial (avant essais de gonflement), plusieurs types de microtextures paraissent se dégager, aussi bien dans les argilites massives (sols A, C et E) que dans les argilites litées (sols B et D).

Pour l'échantillon A, la microtexture qui apparaît comme la plus plausible est constituée par des « agrégats » argileux de dimensions variées et séparés fréquemment par des discontinuités dont l'ouverture peut atteindre 2 à 2,5 microns. Celles-ci relient entre elles des « microcavités » de diamètre proche de 10 microns et dont la répartition est aléatoire (photographie 1 et 2). Dans les « agrégats » argileux il faut individualiser deux types qui s'imbriquent entre eux de façon également aléatoire. Le premier type peut être attribué à un assemblage de montmorillonite en feuillets empilés (photographie 3). L'espacement entre les feuillets est d'environ 0,3 micron et la largeur apparente du feuillet est voisine de 5 microns. Le second type est également un assemblage de feuillets de montmorillonite dont les empilements foliés s'organisent en microstructure type « nids d'abeille » (photographie 4). Les dimensions des feuillets semblent plus réduites que dans le premier type (entre 0,5 et 1 micron) et, l'ouverture du nid est de même ordre de grandeur.

Pour l'échantillon C, la microtexture apparaît comme une matrice argileuse relativement homogène, mais lâche. Les assemblages de feuillets de kaolinite/montmorillonite semblent intimement liés. Une dimension

Tableau II. — Caractéristiques chimiques.

	ECHANTILLONS				
	A	B	C	D	E
SiO <sub>2</sub>	49.0	59.0	77.0	57.0	67.0
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	14.0	18.5	8.5	16.0	8.2
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12.1	5.7	4.1	7.7	4.8
MnO	0.12	0.03	0.02	0.05	0.04
MgO	3.1	0.86	0.83	1.65	1.8
CaO	1.5	0.65	0.55	0.85	5.2
Na <sub>2</sub> O	2.45	0.68	0.70	2.35	0.55
K <sub>2</sub> O	0.71	0.75	1.1	1.13	0.87
TiO <sub>2</sub>	2.6	1.2	0.9	1.5	0.9
p.f.	10.8	7.2	4.9	7.22	5.7
total	96.4	94.7	98.6	95.5	95.1
composition chimique (%)					
pH	7.8	7.6	7.5	7.3	8.5
salinité (mg/l)					
Ca <sup>++</sup>	0.0	0.0	0.0	2.5	2.2
Mg <sup>++</sup>	0.1	0.2	0.2	2.9	1.0
K <sup>+</sup>	0.3	2.5	1.5	3.0	2.5
Na <sup>+</sup>	125	40	60	140	25
base échangeable (%)					
C.E.C.	80	50	24	35	26
Ca <sup>++</sup>	27	40	38	11	74
Mg <sup>++</sup>	12	15	16	14	16
K <sup>+</sup>	1	1	2	1	2
Na <sup>+</sup>	60	44	44	74	8
E.S.P.	68.8	50	52.1	151.4	16.2

Capacité d'échange C.E.C. (meq/100g); Pourcentage de Na échangé (Na/C.E.C) = E.S.P., d'après MITCHELL (1973)

Tableau III. — Caractéristiques physiques.

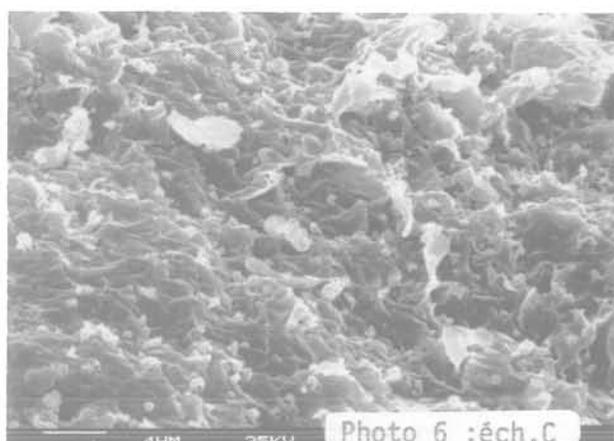
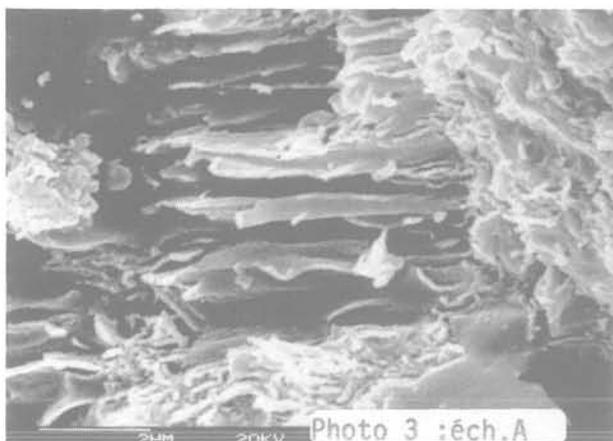
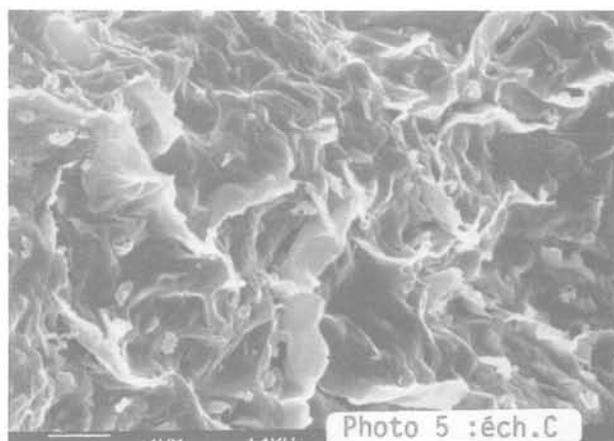
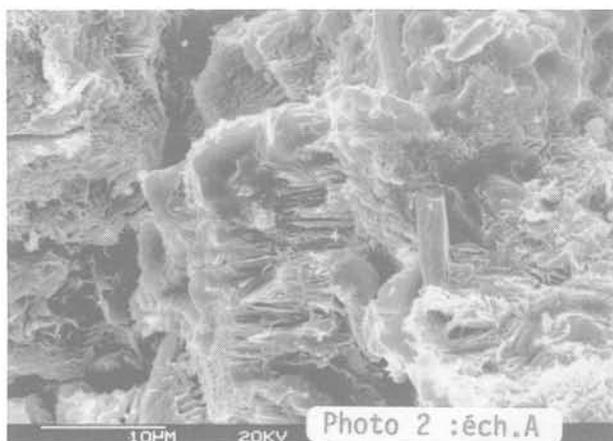
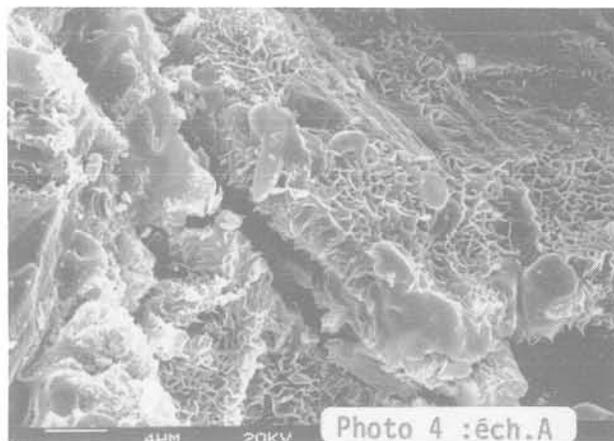
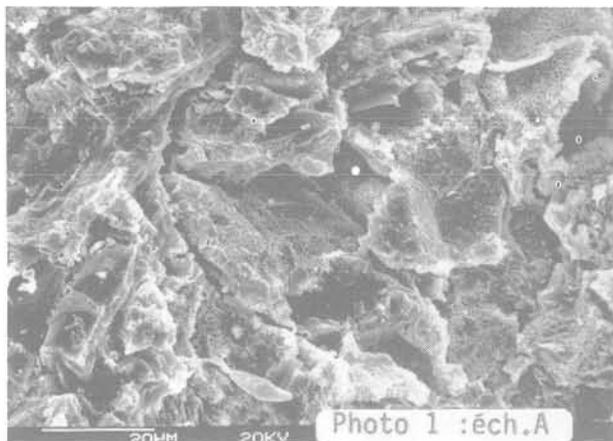
ECHANTILLONS		A	B	C	D	E
POIDS VOLUMIQUES (kN/m <sup>3</sup> )		18.0	19.0	21.0	18.5	17.5
TENEUR EN EAU (%)		16	10	8	13	14
ANALYSE GRANULO-METRIQUE	% argiles	25	55	25	53	40
	% limons	25	14	10	22	12
	% sablons	50	31	65	25	48
LIMITES D'ATTEMBERG	w <sub>p</sub> (%)	49.7	34.6	16.8	43.9	40.8
	w <sub>l</sub> (%)	73.5	69.1	38.5	76.6	72.4
	w <sub>r</sub> (%)	24.5	13.6	14.5	11.8	11.0
	I <sub>p</sub> (%)	28.3	34.5	21.7	32.7	31.6
	I <sub>r</sub> (%)	49.0	55.5	24.0	64.8	61.4
GONFLEMENT LIBRE (%)		177.5	107.5	115.0	138.8	110.0
VALEUR AU BLEU (cm <sup>3</sup> /g)		12.1	13.0	8.0	13.6	10.1
ACTIVITE 1		0.95	0.63	0.87	0.62	0.79
ACTIVITE 2		1.96	1.01	0.96	1.22	1.54
ACTIVITE 3		67.5	20.7	41.4	28.2	25.7
ACTIVITE 4		48.2	23.3	32.0	25.6	25.3

Activité 1 (SKEMPTON, 1953); activité 2 (RANGANATHAM & SATYANARAYANA, 1965); activité 3, définie par les auteurs: % du gonflement libre défini par HOLTZ & GIBBS (1956) / % argiles inf. à 2 microns; activité 4 (IRAN-NGNO-CLAN, 1977).

Tableau IV. — Contraintes de gonflement et cycles entrée/sortie d'eau.

échant.	cycles	1		2		3		4		5		6		7		8	
		a	r	a	r	a	r	a	r	a	r	a	r	a	r	a	r
E	entrée eau	1.38	0.91	1.02	0.55	1.17	0.74	0.84	0.51	0.82	0.51	0.69	0.48	0.66	0.47		
	sortie eau	0.94	0.51	0.79	0.50	0.63	0.27	0.39	0.10	0.24	0.04	0.24	0.04				
D	entrée eau	6.56	1.47	6.63	1.48	6.71	1.53	6.44	1.51	6.38	1.48						
	sortie eau	6.08	1.12	6.20	1.17	6.13	1.22	5.48	1.21								
C	entrée eau	2.33	1.37	1.93	0.78	1.80	0.72	1.77	0.71	1.77	0.71						
	sortie eau	1.80	1.08	1.41	0.47	1.36	0.46	1.31	0.42								
B	entrée eau	3.27	1.98	3.53	1.99	3.66	1.97	3.92	1.98	3.76	1.71	4.39	1.97	4.78	1.94	4.80	1.96
	sortie eau	2.76	1.68	2.96	1.71	3.12	1.72	3.26	1.54	3.36	1.49	3.88	1.71	4.48	1.81	4.48	1.84
A	entrée eau	1.90	1.00	1.83	0.52	1.90	0.42	2.00	0.40								
	sortie eau	1.36	0.53	1.47	0.39	1.51	0.30										

contraintes de gonflement à la cellule triaxiale: a = contrainte axiale; r = contrainte radiale.



*Microscope électronique à balayage :*

moyenne des feuillets, sans distinction minéralogique, peut cependant être donnée: 6 à 8 microns (photographie 5). Il apparaît souvent des silts (essentiellement des quartz) au sein de cette microtexture. Leur taille est d'environ 3 à 4 microns, mais le plus souvent nous n'en observons que l'empreinte dans la matrice argileuse (7).

Dans le cas de l'échantillon E, il existe une microtexture assez irrégulière, mais d'aspect dense. Les « agrégats » de kaolinite, illite et montmorillonite, de dimensions variées, s'articulent plus ou moins bien entre eux créant des « microcavités » plus ou moins isodiamétrique avec une ouverture comprise entre 5 et 10 microns (photographies 7 et 8). Il n'apparaît pas

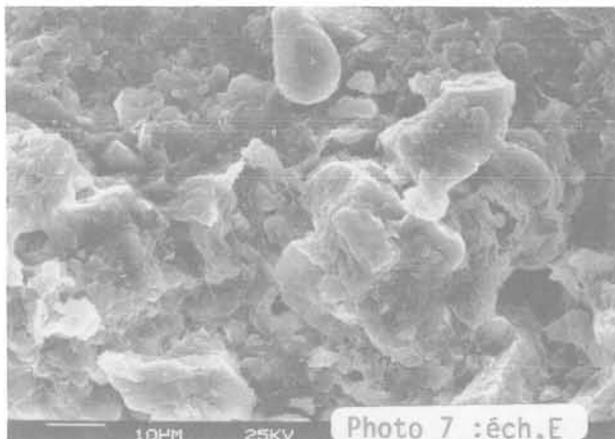


Photo 7 :éch.E

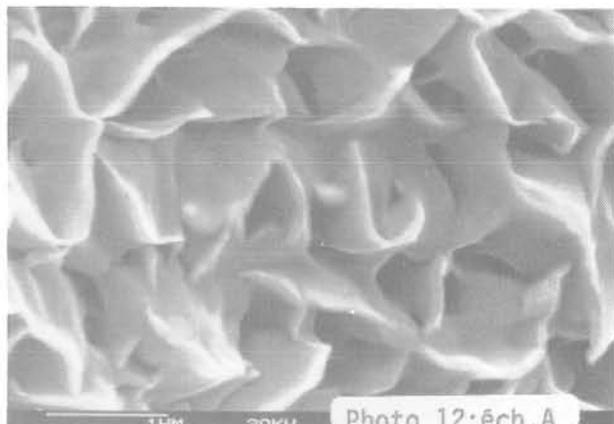


Photo 12:éch.A

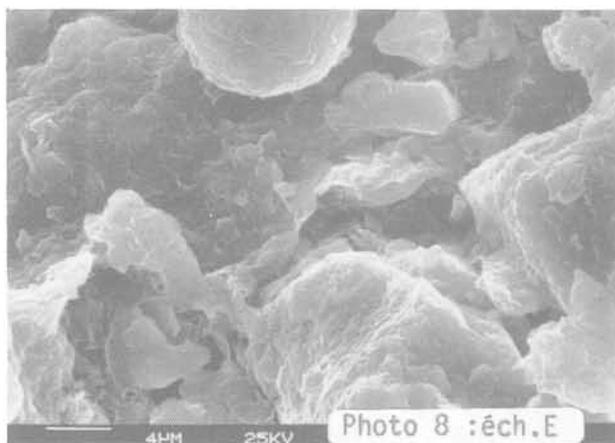


Photo 8 :éch.E

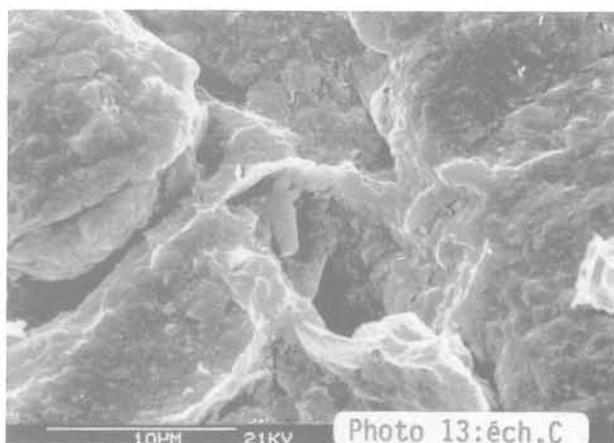


Photo 13:éch.C

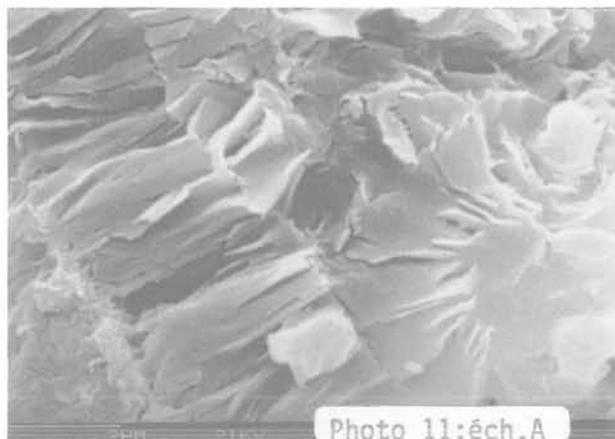


Photo 11:éch.A

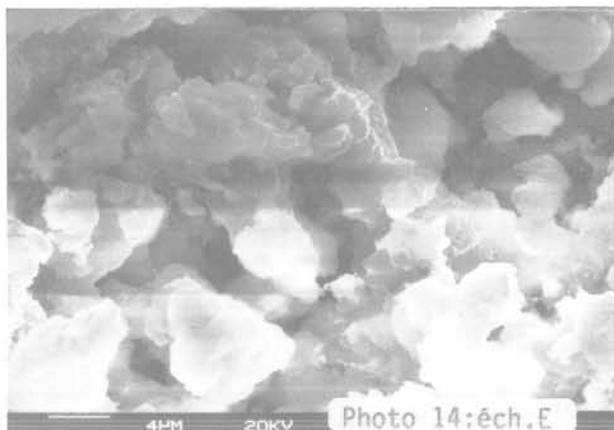


Photo 14:éch.E

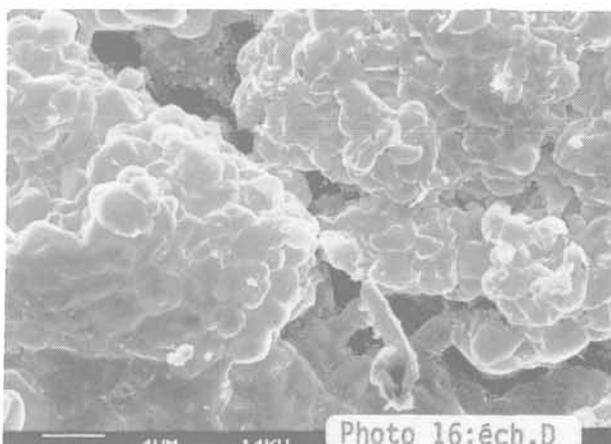
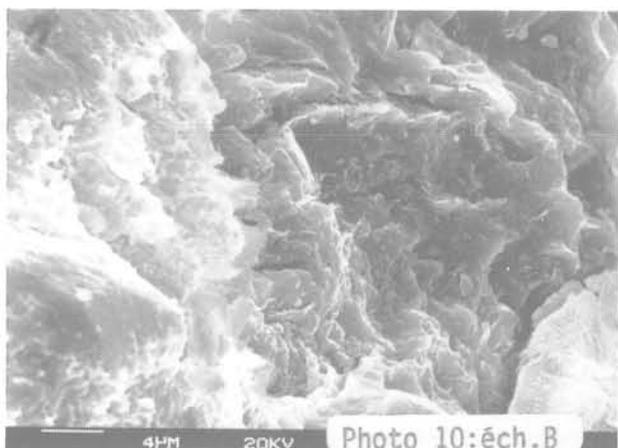
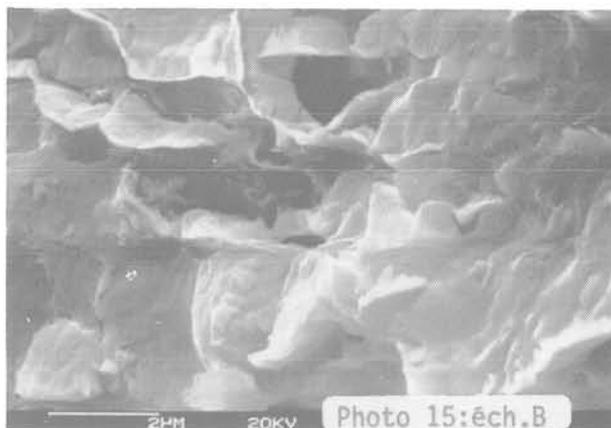
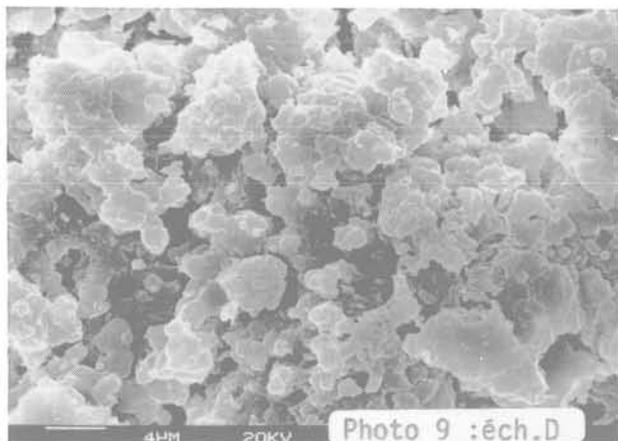
*argilites massives, texture initiale.*

d'ouverture entre les feuillets constitutifs des agrégats argileux observés.

Pour les argilites litées (sols B et D), nous observons également sur l'échantillon D une microtexture par des « agrégats » de kaolinite/montmorillonite séparés par d'assez nombreuses discontinuités (photographie 9).

L'ouverture des discontinuités peut atteindre 1 à 1,5 micron et, dans les zones où elles se raccordent (microcavités) l'ouverture peut atteindre 5 microns.

Pour l'échantillon B, la microtexture apparaît plus régulière que dans le cas du sol D; en effet, les discontinuités y sont peu fréquentes et la dimension



*Microscope électronique à balayage : argilites litées, texture initiale.*

moyenne des agrégats kaolinite/montmorillonite est environ 20 microns (photographie 10).

A l'état final (après essais de gonflement), les restrictions précédentes quant à la représentativité des échantillons au microscope électronique à balayage sont à rappeler, d'autant plus que les surfaces après gonflement et les surfaces témoins ne sont pas analysées et observées sur les mêmes plots pour des raisons évidentes de réalisation des dites surfaces d'observation. Nous pouvons cependant dégager un certain nombre d'observations.

Dans le cas de l'échantillon A, l'ouverture des feuillets de montmorillonite empilés (photographie 2 et 3) semble augmenter et pouvoir atteindre 0,6 microns (photographie 11). Dans la microtexture type « nids d'abeille » (photographie 4), on semble devoir là aussi assister à une certaine homogénéisation de l'assemblage argileux qui devient, de ce fait, plus régulier (photographie 12). Dans l'ensemble de l'échantillon A, l'augmentation de volume liée à l'expansion des feuillets se trouve compensée par une fermeture partielle ou totale des discontinuités préexistantes. Ceci

est à mettre en rapport avec les conditions d'essai (gonflement à volume externe constant).

Dans le cas de l'échantillon C, nous ne retrouvons plus, semble-t-il, la microtexture initiale. La matrice argileuse paraît encore plus dense malgré l'apparition d'un réseau de discontinuités (photographie 13). Les agrégats de kaolinite/montmorillonite s'articulent assez bien les uns aux autres. Le réseau de discontinuités semble être le résultat du réarrangement des agrégats initiaux (matrice argileuse plus lâche). Ce réarrangement est à mettre au compte de la stabilité du volume externe.

En ce qui concerne l'échantillon E (photographie 14), la microtexture initiale paraît être conservée mais avec un réseau de discontinuités plus important. L'ouverture des discontinuités ne semble pas en revanche être plus grande, mais la dimension moyenne des agrégats argileux est en diminution (environ 10 microns). Cet échantillon correspond à un sol pour lequel les contraintes développées sont moins fortes. Il apparaît donc logique de constater des réajustements de microtexture moins importants que pour les échantillons des

sols A et C dans lesquels les contraintes de gonflement sont plus fortes (notamment pour le sol A).

Pour les argilites litées (sols B et C), l'aspect général traduit une modification des microtextures initiales. Pour le sol B (photographie 15), cela se manifeste par une ouverture entre les feuillets et montmorillonite (environ 1,5 microns) mais la dimension moyenne de l'agrégat paraît rester la même qu'à l'origine (soit environ 20 microns). L'ouverture entre les feuillets est compensée par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales. Ceci est aussi à corrélérer avec les conditions expérimentales.

Dans le cas du sol D, l'aspect d'ensemble de la microtexture semble peu modifié à la limite près que le réseau de discontinuités tend à disparaître et que les agrégats augmentent en dimensions (photographie 16). Les microcavités sont elles aussi moins nombreuses, mais leur ouverture est généralement plus importante (souvent proche de 10 microns). Dans le cas du sol D, on obtient une stabilisation rapide des contraintes de gonflement au cours des cycles alors que pour le sol B il est nécessaire de réaliser un nombre important de cycles avant d'atteindre la stabilisation. La structure du sol D est donc plus sensible aux phénomènes de gonflement que celle du sol B.

## 5. CONCLUSION

La connaissance des microtextures des matériaux argileux gonflants que nous avons étudiés, permet de mettre en évidence des mécanismes et des comportements différents que les paramètres physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques ne pouvaient à eux seuls expliquer. Ainsi, une identité de composition ou de paramètres physiques ne signifie pas une identité de comportement lors du gonflement et, réciproquement (7).

Dans le cas des argilites massives (A, C, E), les paramètres physiques, chimiques et minéralogiques montrent des différences entre ces trois matériaux. L'observation au microscope électronique à balayage en montrant des microtextures différentes confirme ces faits. Ainsi, après gonflement, le comportement de l'échantillon A peut être expliqué par la création d'une microtexture finale, serrée dans une direction et plus lâche dans une autre. De ce fait, c'est le réseau de discontinuité qui est essentiellement responsable du comportement observé en A. Dans le cas des échantillons C et E, c'est le réarrangement des agrégats argileux (diminution de taille) et leur nouvelle distribution spatiale qui interviennent. Cette modification de la microtexture peut expliquer l'augmentation de la contrainte axiale et la diminution de la contrainte radiale lors du gonflement de l'échantillon A et explique également la diminution des contraintes axiale et radiale de gonflement des échantillons C et E: il y a réarrangement des agrégats et fermeture plus ou moins marquée des discontinuités.

Dans le cas des argilites litées (B, D) où les paramètres physiques, chimiques, minéralogiques et les courbes de gonflement sont voisins, nous pouvons penser que les comportements observés sont fonction des microtextures initiales et finales. En effet, au départ ces microtextures sont relativement serrées et denses puis, avec le gonflement il y a création d'ouvertures entre les feuillets argileux qui composent les agrégats. Ce phénomène d'expansion est compensé par la fermeture simultanée du réseau de discontinuités initial, c'est-à-dire des espaces inter-agrégats. De ce fait il n'est pas étonnant d'observer une augmentation des contraintes axiales et une stabilisation des contraintes radiales pendant l'essai de gonflement. Les modifications de microtextures sont moins importantes pour les argilites litées que dans le cas des argilites massives. Cela entraîne une moins grande influence sur le mécanisme propre du gonflement et celui-ci est mieux marqué. La microtexture conditionne et oriente donc le phénomène du gonflement (augmentation de la contrainte axiale, diminution ou stabilisation de la contrainte radiale).

Ainsi, l'observation des microtextures au microscope électronique à balayage permet de donner une explication des mécanismes du gonflement de divers matériaux argileux. Le rôle essentiel joué par les microtextures lors du gonflement est mis en évidence et il est ainsi possible d'obtenir une meilleure interprétation entre les différents paramètres mesurés lors de tels essais. Ces conclusions sont en accord avec celles de TOVEY, FRYDMAN et WONG (6).

## BIBLIOGRAPHIE

1. ABOUSHOOK, M. (1978). — *Geological and mineralogical factors affecting engineering of expansive soils at Nasr City*, Cairo, Egypt. M. Sc. Thesis, Al Azhar University, Le Caire, Egypte.
2. ABOUSHOOK, M. et TISOT J.P. (1983). — *Application d'une nouvelle méthode pour déterminer le comportement au gonflement des sols intacts*. Compte rendu des 2<sup>es</sup> Journées Universitaires « Génie Civil », Institut National Polytechnique de Lorraine, E.N.S.G., Nancy, 19-20 octobre 1983.
3. EL SOHBY, M.A.; SALAH, S. et ABOUSHOOK, M. (1981). — *X-ray study of Nasr city soils*. Journal of the Deserte Institute, Le Caire, Egypte, pp. 1-6.
4. MAZEN, S.O. (1978). — *Some geotechnical properties of Nasr City*. M. Sc. thesis, Al Azhar University, Le Caire, Egypte.
5. TISOT, J.P. et ABOUSHOOK, M. (1983). — *Triaxial study of the swelling characteristics*. In Proc. of the 7th Asian Regional Conference on soil mechanics and Found. Eng., Haifa, Israël, vol. 1, pp. 74-78.
6. TOVEY, N.K., FRYDMAN, S. et WONG, T.K. (1973). — *A study of a swelling clay in the Scanning Electron Microscope*. In Proc. of the 3rd Int. Conference on expansive soils. Haifa, Israël, vol. 2, pp. 45-55.

7. TROALEN, J.P. (1978). — *Propriétés physiques et géotechniques des argiles fissurées du Domérien de la région de Nancy*. Thèse présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine, soutenue le 25 juillet 1978 pour obtenir le grade de Docteur 3<sup>e</sup> cycle, pp. 120-122.
8. TROALEN, J.P. (1982). — *Les argilites surconsolidées du Domérien de Nancy: relations entre la consolidation, la diagenèse et quelques propriétés géotechniques*. Revue Française de Géotechnique, n° 21, novembre 1982, pp. 67-73 et p. 73.

## Tableau II:

MITCHELL, J.K. (1973). — Recent advances in the understanding of the influences of mineralogy and

pore solution chemistry on the swelling and stability of clays.  
Proc. 3rd Int. Conf. on Expansive soils Haïfa, vol. 2, p. 11-25.

## Tableau III:

HOLTZ, W.G. et GIBBS, H.J. (1956). — Engineering properties of expansive clays. Transactions, A.S.C.E., vol. 121, p. 641-677.

RANGANATHAM, B.V. et SATYANARAYANA, B. (1965). — A Rational method of predicting swelling potential for compacted Expansive clays. Proc. 6th I.C.M.S., Montréal, p. 92-96.

SKEMPTON, A.W. (1953). — The colloidal Activity of clays. Proc. 3rd I.C.M.S., Suisse, vol. 1, p. 57-61.

## informations

### LES MARGES CONTINENTALES ACTUELLES ET FOSSILES AUTOUR DE LA FRANCE

éditions MASSON

par Gilbert BOILLOT, Lucien MONTADERT, Marcel LEMOINE et Bernard BIJU-DUVAL

PRIX T.T.C. : 360 F

Cartonné, 352 pages, 204 figures

Format: 18 × 24

La France métropolitaine, pays maritime, est riche en marges continentales actuelles, jeunes ou anciennes. Mais elle recèle aussi sur son territoire d'anciennes marges maintenant incorporées aux chaînes plissées. Partant des exemples actuels, en Atlantique ou en Méditerranée, l'ouvrage propose donc de rechercher ces anciennes marges là où elles ont été déformées, soulevées et érodées, en particulier dans la ceinture plissée du système alpin (Alpes occidentales, Pyrénées).

Une telle démarche est habituelle aux Sciences de la Terre: c'est le phénomène actuel qui permet de mieux expliquer le passé. Pourtant, les géologues ont longtemps cherché en vain dans les océans d'aujourd'hui les « géosynclinaux », ces berceaux de chaînes plissées. Ce n'est que depuis dix ans que la géologie marine et la tectonique des plaques ont apporté une réponse à leur interrogation: les chaînes de montagnes sont, dans la plupart des cas, le produit de la collision et de l'écrasement de marges continentales ou d'arcs insulaires actifs. Ce livre vise à illustrer cette idée, en présentant ensemble les marges actuelles et fossiles. Il montre ainsi les liens étroits qui unissent désormais la géologie continentale et la géologie des océans et, finalement, l'unité profonde des Sciences de la Terre.

## Techniques LOUIS MENARD



LOCATION GERANCE ASSUREE PAR:



# INTRAFOR-COFOR

SPÉCIALISTE DES TRAVAUX DANS LE SOL  
15, RUE DES SABLONS - 75116 PARIS - TEL. : 505.14.20 - TELEX PARIS 611017 F

VIBRATION  
VIBROFLOTTATION  
COLONNES  
BALLASTÉES  
COMPACTAGE  
DYNAMIQUE



15, RUE DES SABLONS 75016 PARIS

DÉPRESSION  
ATMOSPHÉRIQUE  
EXPLOSIF  
DRAINS VERTICAUX  
RABATTEMENT  
DE NAPPE

TELEPHONE 505.14.20 - TELEX SOLPACT 614721 F

**SOCIÉTÉ POUR  
L'AMÉLIORATION DES SOLS DE FONDATION**

**afps**

association française du génie parasismique

9, rue La Pérouse, 75784 Paris cedex 16

Demi-journée technique :

**« Les moyens d'essais au service du génie parasismique »**

Cette manifestation se tiendra le **mercredi 23 janvier 1985** de 14 h à 18 h 30, dans la salle de cinéma de la Fédération Nationale du Bâtiment, 7, rue La Pérouse, Paris 16<sup>e</sup>.

Le programme est le suivant :

- Exposé d'introduction (D. COSTES, C.E.A.-I.P.S.N.)
- Les besoins de la profession (P. BISCH, Séchaud et Metz)
- Méthodes d'essais pseudo-dynamiques (J.F. CORTE, L.C.P.C. Nantes)
- Méthodes statiques appliquées aux structures (B. FOURE, C.E.B.T.P.)
- Simulation des forces de masse (M.P. LUONG, L.M.S.-X)
- Les tables vibrantes (M. LIVOLANT, C.E.A.-D.E.M.T.)
- Moyens d'essais in situ (J. PAQUET, C.E.B.T.P.)
- Essais des sols (A. PECKER, Géodynamique et Structure)
- Discussion, table ronde
- Conclusions (J. DESPEYROUX)



**Compagnie générale  
de travaux d'hydraulique**

**4, rue Gambetta - 59350 SAINT-ANDRÉ  
Tél. (20) 51.51.50**

Forages d'eau, captages  
Sondages hydrogéologiques  
Rabattements de nappes par forages  
et par well-points  
Sondages géotechniques  
Essais pénétrométriques  
Essais pressiométriques  
Traitement des sols  
Remplissage de carrières  
Fondations spéciales :  
*Pieux battus moulés - Pieux forés tubés - Pieux  
vibrofoncés - Pieux forés de grand diamètre jus-  
qu'à 40 m de profondeur - Pieux tarière creuse -  
Pieux vissés moulés - Parois berlinoises - Injection  
- Parois moulées dans le sol - Tirants d'ancrage -  
Micro-pieux Type I et Type II*

# ENTREPRISE BOTTE

## Département Géotechnique

*Une équipe spécialisée d'ingénieurs et de techniciens met son expérience à votre service pour résoudre vos problèmes de reconnaissances de sols et d'études de fondations.*

### Nos moyens d'intervention et nos activités principales :

- Sondages carottés
- Forages destructifs, diagraphies
- Pénétrromètres statiques
- Pénétrromètres dynamiques Sermès
- Pressiomètres
- Forages et essais d'eau
- Etudes hydrogéologiques
- Laboratoire de Mécanique des Sols
- Rapports géotechniques
- Missions d'ingénieurs - Conseils

*Des prestations de qualité, le souci de l'efficacité. Consultez l'Entreprise BOTTE.*

Siège social : 3, rue Thibaud, 75014 PARIS

Bureaux et Ateliers : 62, rue des Meuniers, 92220 BAGNEUX. Tél. : (1) 664-31-50

Agence Nord : 96 bis, rue de Paris, 59200 TOURCOING. Tél. : (20) 24-77-12

# TERRASOL

## BUREAU D'INGÉNIEURS CONSEILS EN GÉOTECHNIQUE

François SCHLOSSER Francis BLONDEAU  
Alain GUILLOUX

Une équipe d'ingénieurs et d'experts de haut niveau  
pour conseiller les  
maîtres d'œuvre - bureaux d'études - entreprises  
sur tous les problèmes de sols et fondations

Tour Horizon, 52, quai de Dion Bouton  
92806 PUTEAUX CEDEX  
Tél. : (1) 776.43.24 - Telex : Terram 610386 F

