

GEO. H. R.
(H. Fournier)
1981/6



REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

AVEC LA PARTICIPATION DES COMITES FRANÇAIS DE
MECANIQUE DES SOLS
MECANIQUE DES ROCHES
GEOLOGIE DE L'INGENIEUR

N°18

90 F

FEVRIER 1982



ASSOCIATION AMICALE DES INGENIEURS ANCIENS ELEVES
DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

N° 18
FEVRIER 1982

sommaire

résumés	3
les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains P. Anagnosti	5
résistance en compression d'un lignite terrigène A.G. Anagnostopoulos	21
étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol G. Bigot - F. Bourges - R. Frank	29
expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz P. Boucly	49
reprises en sous-œuvre J. Hurtado	59
stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde A. Renouf - J.-P. Iorio - G. Besançon	67

Revue Française de Géotechnique
4 numéros par an

Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80

Directeur de la Publication : P. Habib

Président du Comité de Direction : A. Pasquet

Comité de Direction : P. Habib - P. Duffaut - C. Bordet - G. Darmois

Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe

Comité de Rédaction : E. Absi - J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Héritau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. Schlosser

Secrétaire : B. Mandagaran

Abonnement annuel : France : 300 FF — étranger : 350 FF

Prix du numéro : 90 FF

Tous droits de reproduction, traduction, adaptation, totales ou partielles, sous quelque forme que ce soit, expressément réservés.
Les articles figurant au sommaire sont publiés sous l'entière responsabilité de leurs auteurs.

Bulletin à retourner à/to be returned to :

Monsieur MANDAGARAN
Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

ANNEE 1982

Nom/Name _____
Prénom/Christian name _____
Organisme/Company _____
Adresse/Address _____

Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel – 4 numéros/Annual subscription – 4 issues

France 300 F
Etranger/foreign countries 350 F

- ☐ Je déclare m'abonner à la **Revue Française de Géotechnique** et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)
I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

VENTE PAR NUMERO

Nom/Name _____
Prénom/Christian name _____
Organisme/Company _____
Adresse/Address _____

Tarif/Price

- Numéros 1, 2, 4 à 13 : l'unité 65 F
- Number 1, 2, 4 to 13 : unit price 65 FF
- Numéro 3 spécial «Ancrages dans les sols» : l'unité 100 F
- Number 3 special «Ground anchors» : unit price 100 FF
- Numéros 14 à 17 : l'unité 80 F
- Number 14 to 17 : unit price 80 FF
- Numéros 18 à 21 : l'unité 90 F
- Number 18 to 21 : unit price 90 FF

- ☐ Je souhaite recevoir _____ exemplaire(s) du (des) numéro(s) : _____
au prix de _____
Frais d'expédition pour la France et l'étranger : l'unité 20 FF x _____
- ☐ I order _____ copies of number : _____
Unit price : _____
Postage for France and foreign countries : unit 20 FF x _____

Total _____

résumés

les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains

par P. Anagnosti

Le choix des dimensions et la prévision du comportement des ouvrages construits avec des matériaux à gros grains (approximativement $D_{50} > 50$ mm ; $D_{max} < 1000 - 2000$ mm), ou bien fondés sur des matériaux à gros grains, imposent la connaissance de leurs propriétés mécaniques servant de base aux calculs. L'étude et la détermination des propriétés mécaniques des matériaux à gros grains rencontrent certaines difficultés en raison du grand volume et du poids des échantillons comportant tous les grains, de l'équipement spécial nécessaire au traitement des échantillons, ainsi que des dispositifs d'essais compliqués et très grands. La théorie et la méthodologie utilisées pour de telles études sont présentées.

résistance en compression d'un lignite terrigène

par A.G. Anagnostopoulos

La résistance en compression du lignite terrigène de Mégalo-polis (Grèce) a été étudiée à l'aide de diverses séries d'essais triaxiaux CIU et de compression simple. Le lignite est un matériau préconsolidé, son comportement est analogue à celui des argiles, suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Il ressort que le concept de contrainte normalisée défini pour les argiles est également valable pour le lignite. Sa résistance augmente linéairement avec le logarithme de la vitesse de chargement, tandis qu'elle varie d'une façon elliptique, suivant l'orientation de l'axe de chargement.

étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol

par G. Bigot - F. Bourges - R. Frank

Une expérimentation en vraie grandeur d'un pieu isolé situé au pied d'un remblai construit sur des sols compressibles a été menée en 1974-1975 à Provins.

On présente ici, après un bref rappel des conditions générales de l'expérimentation, la comparaison des résultats obtenus aux différentes prévisions que l'on peut en faire à partir des recommandations récentes des Laboratoires des Ponts et Chaussées.

Cette étude a permis de se faire une idée précise de ces recommandations et de tirer des conclusions générales.

expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines

utilisées pour le stockage de gaz

par P. Boucly

L'exploitation des stockages en cavités salines par détente du gaz a conduit à soumettre le massif à des sollicitations mécaniques répétées de grande amplitude, ce qui a induit une diminution de volume de 30 % en 10 ans. Afin de comprendre ce phénomène, un dispositif de suivi des cavités a été mis en place. Par ailleurs, quelques essais in situ de longue durée ont été menés.

Ces données d'expérience, jointes à un effort théorique important et à de nombreux essais de laboratoire, ont abouti à la mise en évidence d'un premier modèle de variation de volume qui permettra à l'avenir d'utiliser mieux ce type de stockage de gaz.

reprises en sous-œuvre

par J. Hurtado

Deux exemples de réparation d'immeubles endommagés par des mouvements de terre.

A Grenoble, l'exécution d'un puits profond pour la traversée sous chaussée d'un collecteur a créé un affaiblissement des pieux de fondations d'un immeuble. La structure a été placée sur de nouveaux pieux foncés à l'aide d'un vérin par éléments de 0,80 m.

A Menton, de fortes pluies ont provoqué l'effondrement d'un mur de soutènement contre deux immeubles. L'un d'eux n'a pas résisté à la pression des terres et de l'eau. L'immeuble restant a pu être sauvé par la construction d'une nouvelle structure de soutènement derrière le mur effondré.

stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde

par A. Renouf - J.-P. Iorio - G. Besançon

Depuis 1960, l'amélioration en place des propriétés des sols par la technique de vibration profonde a été largement utilisée en France, tant pour diminuer les tassements que pour augmenter la capacité portante des terrains de mauvaises caractéristiques mécaniques.

La construction d'un terre-plein par emprise sur la mer a posé le problème de l'édification d'une digue sur un sol composé de sable lâche reposant sur une épaisse couche de vase.

La présente communication expose la méthode de dimensionnement du traitement de sols qui a été opérée avec succès pour résoudre le problème particulier de stabilité générale.

underpinning by J. Hurtado

Two examples of repairs of buildings damaged by earth movements.

In Grenoble, the execution of a deep excavation for water-works has produced a weakening of the pile foundations of a building. The structure has been put on new piles jacked down by 0.8 m elements.

In Menton, heavy rains have caused the collapse of a retaining wall against two buildings. One of them did not resist to earth and water pressure. The remaining building has been saved by the construction of a new retaining structure behind the collapsed wall.

stabilization of a marine slope by deep vibration

by A. Renouf - J.-P. Iorio - G. Besançon

Since 1960, the improvement in situ of the soil properties by the deep vibration technics has been widely used in France, to increase the bearing capacity of the grounds of bad mechanical characteristics and to reduce the settlements as well.

The building of an earth platform overlanding the sea set the problem of the construction of a dike over a ground consisting of loose sand overlying a thick layer of mud.

This paper explains the design method of soil treatment which was applied successfully to work out the special problem of general stability.

deformation and strength properties of coarse-grained materials

by P. Anagnosti

The design and prediction of the behaviour of structures built with coarse-grained materials ($D_{50} > 50$ mm ; $D_{max} < 1000 - 2000$ mm approx.) or on coarse foundations require knowledge of the mechanical properties of the materials as design input. Determining these properties encounters difficulties because of the bulk and weight of samples containing the full range of grain sizes, the special equipment needed to handle them and the complex and large testing apparatus necessary. The theory and procedures used for such determinations are presented.

compressive strength of an earthy lignite by A.G. Anagnostopoulos

The compressive strength of Megalopolis (Greece) earthy lignite has been investigated by triaxial (CIU) and unconfined compression tests. This lignite is a preconsolidated earthy material behaving similarly to clayey soils, following the Mohr-Coulomb failure criterion. It has been found that the concept of normalized stresses defined for clays, holds good also for the investigated lignite. With unconfined compression tests the effect of the rate of load application and the anisotropy of the material have been also investigated. The strength increases exponentially with the rate of load application while an elliptical variation law for the undrained shear strength, with respect to the direction of the sample axis, can be accepted.

experimental study of a pile subjected to lateral soil pressures by G. Bigot - F. Bourges - R. Frank

A full scale test of an isolated pile located at the toe of an embankment built on compressible soils was performed in 1974-1975 at Provins (France).

After a short recall of the general experimental conditions, this paper presents the comparison of the experimental results with various theoretical results obtained using the recent design recommendations (1980) of the French Laboratories of Bridges and Roads (Laboratoires des Ponts et Chaussées).

This study leads to a precise estimate of these recommendations and draws some general conclusions.

In situ tests and behaviour modelisation of salt cavities for storage of natural gas by P. Boucly

The operation of salt cavities for the storage of natural gas has led to submit the salt massif to repeated mechanical stresses of great amplitude, which has involved a loss of volume of 30 % in 10 years. In order to understand that phenomenon, an observation device of the cavities was established. Besides, a few in situ long tests were carried out. These data of experience, added to an important theoretical effort and by many laboratory tests have resulted in finding a first model to describe the volume variation. In the future, this model will permit to make better use of this kind of gas storage.

les propriétés de déformation et de résistance des matériaux à gros grains

par

D^r P. Anagnosti

Professeur à Belgrade, Yougoslavie

Le choix des dimensions et la prévision du comportement des ouvrages construits avec des matériaux à gros grains (approximativement $D_{50} > 50$ mm; $D_{max} < 1000-2000$ mm), ou bien fondés sur des matériaux à gros grains, imposent la connaissance de leurs propriétés mécaniques servant de base aux calculs. L'étude et la détermination des propriétés mécaniques des matériaux à gros grains rencontrent certaines difficultés en raison du grand volume et du poids des échantillons comportant tous les grains, de l'équipement spécial nécessaire au traitement des échantillons, ainsi que des dispositifs d'essais compliqués et très grands pour les essais.

D'autre part, le développement permanent des équipements de construction a abouti à des engins d'excavation (dragues à bennes de 5 à 10 m³) et de transport des matériaux (dumpeurs-camions basculants de 15 à 30 m³) permettant que l'utilisation de matériaux à gros grains pour les digues et barrages apparaisse comme une solution optimale aussi bien du point de vue de la vitesse que des paramètres économiques. C'est pourquoi, il n'est pas surprenant qu'au cours des dernières 15 à 20 années, on ait consacré de plus en plus d'attention à l'étude des propriétés de ces matériaux et à la rationalisation des dimensions des ouvrages constitués de tels matériaux tels que : remblais, déblais, digues, barrages, etc.

Actuellement aussi maintes recherches sont orientées vers la détermination des principales propriétés mécaniques de déformabilité et de résistance au cisaillement sur de petits échantillons (volume jusqu'à 1 m³) pouvant être fabriqués facilement en laboratoire et permettant des essais détaillés et précis. Toutefois, afin que les données obtenues sur de petits échantillons puissent être appliquées au matériau réel, il faut définir les rapports de similitude du matériau du modèle, c'est-à-dire du matériau de l'échantillon et du matériau réel de l'ouvrage. La solution de ce problème de similitude avec le modèle est recherché par :

a) *L'analyse différentielle ou élémentaire* basée sur

l'étude de l'influence de la géométrie des grains, de leur qualité, de l'interaction entre les grains d'après les mécanismes cinématiques et statiques (à savoir d'après les déplacements relatifs et les forces aux contacts), de l'assemblage des grains, de la porosité plus ou moins élevée, etc.

b) *L'analyse globale* basée sur l'étude de la dilatance, c'est-à-dire du changement du volume des échantillons lors du cisaillement, de l'importance du niveau de contrainte sur les aspects du travail dépensé irréversiblement lors de la déformation (écrasement et fragmentation des grains, frottement, déformation irréversible), de l'influence du mode du chargement et des conditions réelles de l'échantillon lors des essais.

Les conditions théoriques de similitude physique ne peuvent être satisfaites que si l'échantillon comporte des grains de composition pétrographique identique à celle du matériau réel, alors que la formation d'un échantillon qui comporterait des grains géométriquement semblables et des propriétés de déformation et de densité semblables ne peut pas encore être réalisée. C'est pourquoi, le problème est résolu par des essais sur échantillons, en faisant varier les paramètres prédominants tels que : grandeur des grains, niveau des contraintes normales (octaédriques), volume des échantillons, porosité et éventuellement assemblage des grains. Prenant en considération la variabilité relative de la composition du matériau à gros grains réalisée dans l'ouvrage par suite des variations de la qualité du matériau dans la carrière, du fait des méthodes et des effets du minage ou du défonçage (excavation sans minage), du mode de mise en œuvre, etc.; la connaissance de la « sensibilité » aux effets provenant des modifications de certains paramètres mentionnés permet de déterminer les propriétés envisagées extrêmes et moyennes de la déformabilité et de la résistance au cisaillement pour le matériau réel. En fonction de l'importance et du but de l'ouvrage et des propriétés spécifiques du matériau, le nombre

de paramètres examinés augmente ou diminue, conduisant ainsi à une marge de tolérance plus ou moins grande sur les propriétés mécaniques prévues pour le matériau réel.

La connaissance de la dépendance complexe des propriétés des matériaux à gros grains permet à l'ingénieur de choisir les essais permettant d'étudier les paramètres nécessaires et de connaître au moins approximativement l'influence qu'exercent les autres paramètres qui ne seront pas l'objet de recherches aussi détaillées.

L'objectif principal de cette étude est de présenter une idée complète du problème et de rendre plus facile la programmation pratique des essais et le choix des propriétés à retenir pour les matériaux à gros grains.

1 Introduction

Le problème traité dans cette étude existe déjà depuis longtemps dans la pratique de l'ingénieur. Lors de l'utilisation des engins mécaniques modernes de terrassement du rocher, la grandeur du « grain » peut atteindre un volume de 4 m³ (dimensions moyennes de 1,0 à 1,5 m). Certains équipements de laboratoire permettent la confection et l'essai d'échantillons de 1 m³ dont les grains ne dépassent pas 20 cm et ceci uniquement dans quelques laboratoires spécialisés (U. S. A., Mexique, etc.). Dans la plupart des laboratoires la dimension maximale des échantillons est de l'ordre de 30 à 40 cm, de telle sorte que les propriétés mécaniques des matériaux à gros grains ne peuvent pas être soumises directement aux essais de laboratoire. C'est d'autant plus regrettable qu'on constate souvent, pour des matériaux de grandeur variable de grains et de courbe granulométrique de même forme, que les matériaux à grains les plus gros ont une résistance au cisaillement moins élevée (Marsal 1973). D'autre part, on sait très bien que le matériau à grains plus gros présente une pente d'équilibre naturel (talus au repos) plus raide, en particulier dans le cas des faibles hauteurs, que celle obtenue avec des matériaux à grains fins présentant une courbe granulométrique de même forme.

Ce qu'on vient de dire montre que les résultats obtenus sur modèle et par essais au laboratoire avec des matériaux à grains fins ne doivent pas être directement utilisés ou simplement extrapolés sans envisager d'autres facteurs influençant les propriétés mécaniques des matériaux à gros grains.

2 Facteurs déterminant les propriétés mécaniques des matériaux à gros grains.

La caractéristique principale des matériaux à gros grains est de comporter un grand nombre de grains de grandes dimensions. Ceci impose une étude approfondie de l'importance qu'exercent la grandeur, la forme, l'état de surface, la résistance et les rapports entre les grains. Nous nous bornerons aux paramètres les plus importants très souvent utilisés par lesquels on tente d'habitude d'atteindre la « similitude » des conditions des essais et du comportement du matériau dans sa situation réelle.

2.1 La similitude géométrique de la composition granulométrique

C'est une notion appliquée pour la formation d'un matériau de grosseur réduite. Le diamètre nominal des grains du matériau réel dont on forme l'échantillon pour l'essai est diminué d'un rapport constant A :

$$A = \frac{D_{\max}^r}{D_{\max}^e} = \frac{D_{75}^r}{D_{75}^e} = \frac{D_{50}^r}{D_{50}^e} = \dots = \frac{D_i^r}{D_i^e}$$

D^r = dimension des grains du matériau réel.

D^e = dimension des grains de l'échantillon.

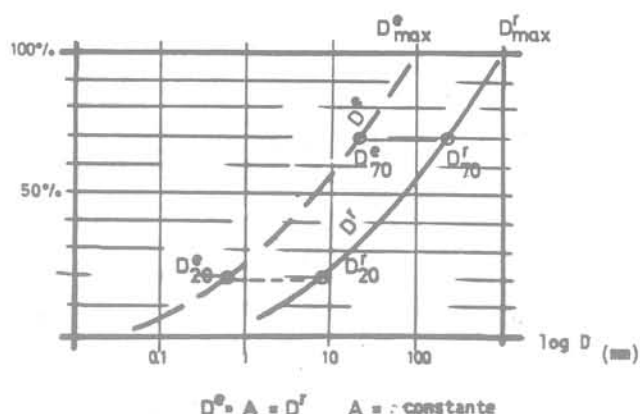
Toutes ces courbes peuvent être représentées sur un diagramme granulométrique sous forme adimensionnelle par une courbe exprimée en fonction du logarithme de

$$\frac{D_i^r}{D_{50}^r} = \frac{D_i^e}{D_{50}^e} = \frac{D_i}{D_0} \quad \text{ou} \quad \frac{D_i^r}{D_{\max}^r} = \frac{D_i^e}{D_{\max}^e} = \frac{D_i}{D_0}$$

D_i = diamètre nominal du grain défini par le côté de l'ouverture du tamis laissant passer i % du poids du matériau.

D_0 = diamètre nominal de référence.

Étant donné que la forme des courbes exprimées en fonction de D_i/D_{50} et $D_i/D_{\max}$ coïncide avec la forme des courbes exprimée en fonction de D_i^r et D_i^e , les recherches peuvent être poursuivies sur n'importe laquelle de ces courbes.



e = échantillon r = matériau réel

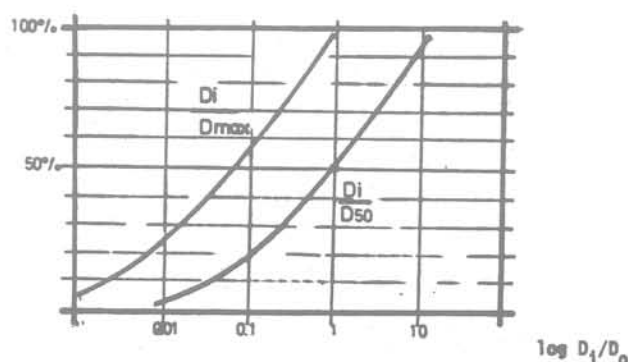


Figure 1

2.2 La similitude de porosité

C'est aussi une notion utilisée pour la formation des matériaux pour les essais ou modèles. La porosité dépend du mode de répartition des grains. Pour les grains ayant à peu près une même forme sphérique on peut déterminer d'après un examen géométrique, en fonction du nombre de points de contact, que la porosité n varie entre $n_{\min} = 25\%$ et $n_{\max} = 50\%$ ($n = V_p/V_t$ rapport du volume des pores V_p au volume total V_t), valeurs correspondant aux arrangements spaciaux quadratique ou hexagonal. Il y a donc entre 25 et 50 % d'espace libre entre les gros grains pour abriter les petits grains.

On désigne par D_i le diamètre des grains uniformes pouvant s'inscrire dans les vides entre les grains uniformes de diamètre D_{i+1} . On obtient alors la relation :

$$(1+n)D_i^3 < nD_{i+1}^3$$

Les courbes limites satisfaisant cette condition sont :

$$1,25D_i^3 < 0,25D_{i+1}^3 \quad \text{soit} \quad \frac{D_{i+1}^3}{D_i^3} > 5 = \lambda$$

$$1,50D_i^3 < 0,50D_{i+1}^3 \quad \text{soit} \quad \frac{D_{i+1}^3}{D_i^3} > 3 = \lambda.$$

Ces expressions ont été établies en supposant que le volume total rempli par les grains de diamètre plus petit est égal au volume des pores qui existe entre les grains de diamètre plus grand à savoir :

$$V_p^{i+1} = V_t^i = V_g^i + V_p^i$$

$$\alpha D_{i+1}^3 \cdot n > \beta D_i^3 + \alpha D_i^3 \cdot n$$

où l'on suppose que les coefficients β et α sont égaux bien qu'en réalité β soit moins élevé que α .

Avec les notations suivantes :

V_p^{i+1} = volume des vides ou pores entre les grains de la fraction $(i+1)$;

V_t^i = volume total qui est égal à la somme de V_p^i = volume des vides et V_g^i = volume du grain de la fraction (i) .

Dans ce cas on obtient :

$$\alpha D^3 \cdot n = V_p$$

$$\beta D^3 = V_g$$

où α et β sont des coefficients et n représente la porosité.

La figure 2 présente les courbes limites pour $n = 25\%$ et $n = 50\%$ définissant les conditions de remplissage des pores des gros grains par les petits grains.

Les courbes limites de la figure 2 indiquent que ces conditions théoriques ne sont satisfaites que par une petite bande de courbes granulométriques. Pour la plupart des matériaux réels la répartition des grains dans la masse ne suit que partiellement cette image idéale et en majeure partie les grains d'une même dimension sont séparés c'est-à-dire sans contact entre eux mais en contact aussi bien avec des grains plus gros qu'avec des grains plus petits.

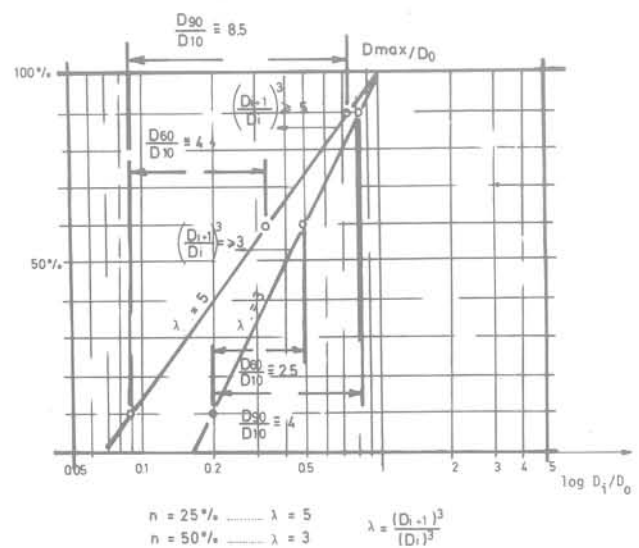


Figure 2

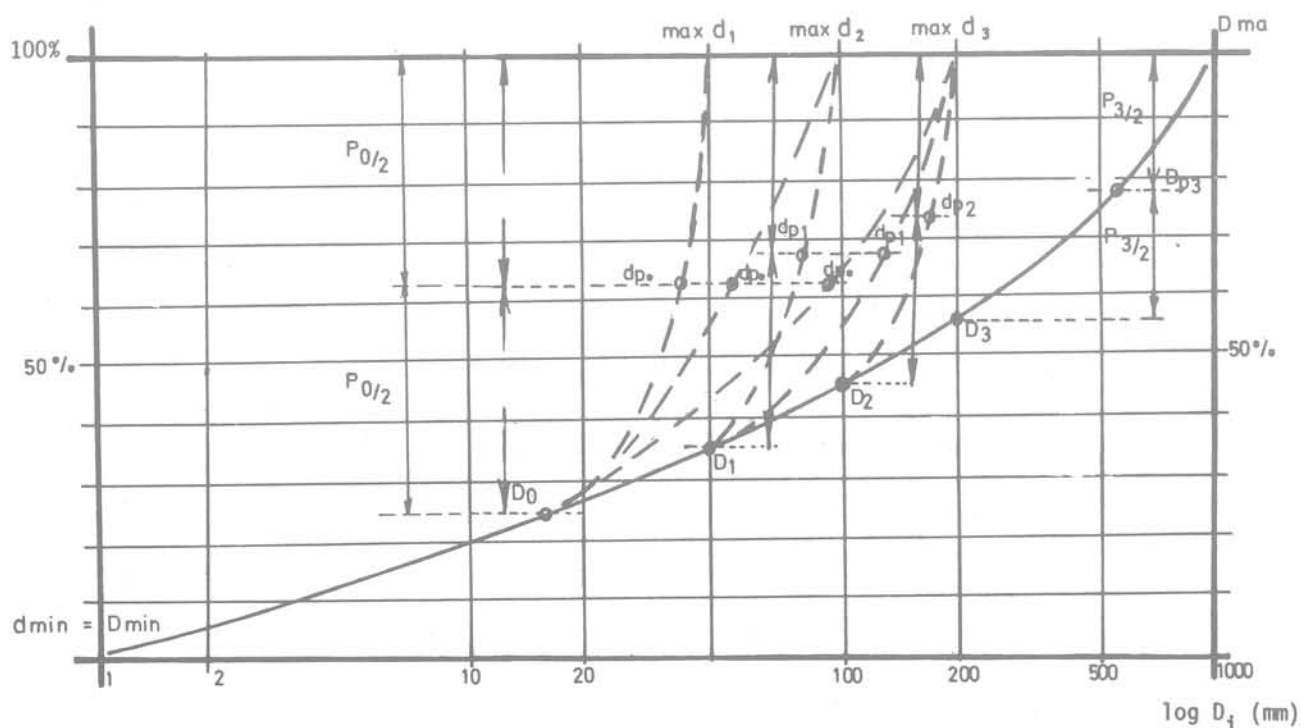


Figure 3

On a tenté (Frost 1972) d'obtenir pour la courbe granulométrique de l'échantillon la similitude en grandeur des forces aux contacts des grains, ou bien de maintenir dans le volume représentatif le même nombre de grains. Un tel abandon de la conception de la similitude géométrique conduit à des interprétations plus compliquées qui se traduisent tout de même par la détermination expérimentale de la dépendance de certains paramètres géométriques et des propriétés de déformabilité ou de résistance au cisaillement.

La figure 3 présente un exemple de modélisation sans similitude géométrique où l'on « agrandit » progressivement le grain moyen représentatif des granulométries de l'échantillon dans les intervalles :

$$\begin{aligned} D_0 - \max d_1; & \quad D_1 - \max d_2; & \quad D_2 - \max d_3; \\ D_0 - \max d_2; & \quad D_1 - \max d_3; \\ D_0 - \max d_3. \end{aligned}$$

D'après les variations de mesures de densité et de déformabilité, on établit une corrélation valable pour les intervalles :

$$D_0 - D_{\max}; \quad D_1 - D_{\max}; \quad D_2 - D_{\max}.$$

La similitude de porosité doit être par conséquent harmonisée avec la similitude géométrique de la composition granulométrique sinon on aboutit à la comparaison du comportement de matériaux de structure différente. Si l'on arrive à réaliser la similitude géométrique de la composition granulométrique (et de la forme des grains), la porosité équivalente de l'échantillon est alors identique.

2.3 La similitude du volume représentatif

Pour le matériau à gros grains le comportement mécanique est observé sur un volume représentatif de ce matériau. Ce *volume représentatif* doit être assez grand pour permettre le déroulement de tous les processus et de *toutes les interactions* entre les grains sans facteurs limitatifs et sans qu'il y ait d'influences imposées par les dimensions des modèles ou des échantillons. Ces interactions sont réduites aux :

- déplacements relatifs des grains par glissement et roulement,
- déformations élastiques de contact,
- destructions des grains par fragmentation avec modification de la composition granulométrique.

Chacune de ces interactions est liée à la dissipation de la plus grande part de l'énergie liée à la déformation irréversible et à la conservation d'une partie moindre de l'énergie liée à la déformation élastique du grain.

La détermination directe du volume représentatif par l'observation du comportement du grain est très compliquée; toutefois, pour chaque type d'essai ou de modèle on peut déterminer une dimension minimale d'échantillon au-delà de laquelle une augmentation des dimensions ne donne pas de différence pouvant être mesurée pour les paramètres de résistance ou de déformabilité.

2.4 La similitude de la qualité du grain

Les paramètres de similitude doivent être déterminés pour les propriétés suivantes du grain :

- déformabilité du grain,
- résistance à la fragmentation, c'est-à-dire par cassure fragile,
- résistance au déplacement relatif grain sur grain par translation et rotation (en fonction de la

rugosité de la surface, de la forme et du mode d'assemblage des grains, c'est-à-dire de la porosité).

Pour les matériaux réels, on ne peut pas réaliser une similitude particulière de la qualité du grain. Pour des billes de verre, d'acier ou des matériaux semblables ceci peut être effectué plus facilement, bien qu'il y ait des problèmes de similitude en grandeur des forces apparaissant aux contacts, ce qui implique également des problèmes d'équivalence des contraintes moyennes. La même contrainte moyenne dans un plan d'intersection du volume représentatif se traduit par des forces de contact considérablement plus élevées, ce qui fausse la similitude du comportement aussi bien du point de vue de la déformabilité, qu'en ce qui concerne la résistance. Les forces de contact plus élevées provoquent la cassure des gros grains (présentant un plus grand nombre de fissures que les petits grains, de sorte qu'ils sont en général plus sensibles à la cassure fragile). Simultanément la résistance au cisaillement diminue sous l'effet des concentrations plus élevées des contraintes normales aux contacts des grains de sorte que la consommation de l'énergie de déformation se répartit inégalement entre les matériaux de grosseur plus élevée et ceux ayant des grains moins grands.

Étant donné les difficultés rencontrées pour la détermination de l'énergie dépensée dans chacun des aspects mentionnés de la déformation du grain, on s'efforce de constater la similitude du comportement global et notamment pour le changement du volume représentatif (dilatance) et pour une composition granulométrique qui ne soit pas modifiée lors du cisaillement à volume constant par rapport à la composition granulométrique initiale, c'est-à-dire dans une phase où l'on a atteint la porosité critique correspondant à l'état limite de l'équilibre à volume constant.

Ces deux conditions peuvent être réalisées par des essais sur un matériau dont la composition pétrographique, la forme des grains, la porosité initiale et la forme de la courbe granulométrique sont semblables.

Avec les conditions de similitude ainsi définies, on peut examiner l'influence de la dépense d'énergie pour la fragmentation du grain en fonction de la contrainte moyenne existant sur l'échantillon. Cette relation a un caractère empirique spécifique pour chaque type de matériau.

3 Analyse des résultats des essais de résistance au cisaillement

L'analyse globale du comportement du matériau granulaire lors de la déformation de glissement dans des conditions de déformation plane peut être effectuée en observant le volume représentatif sur lequel agissent les forces verticale normale V et horizontale H de cisaillement. Pour des matériaux très compacts il se produit une dilatance. Les déplacements relatifs se produisent avec un certain angle par rapport à la direction de la force H , et la déformation du volume représentatif peut s'exprimer par :

$$\delta = \delta_x + \delta_y$$

valeurs vectorielles présentées sur la figure 4.

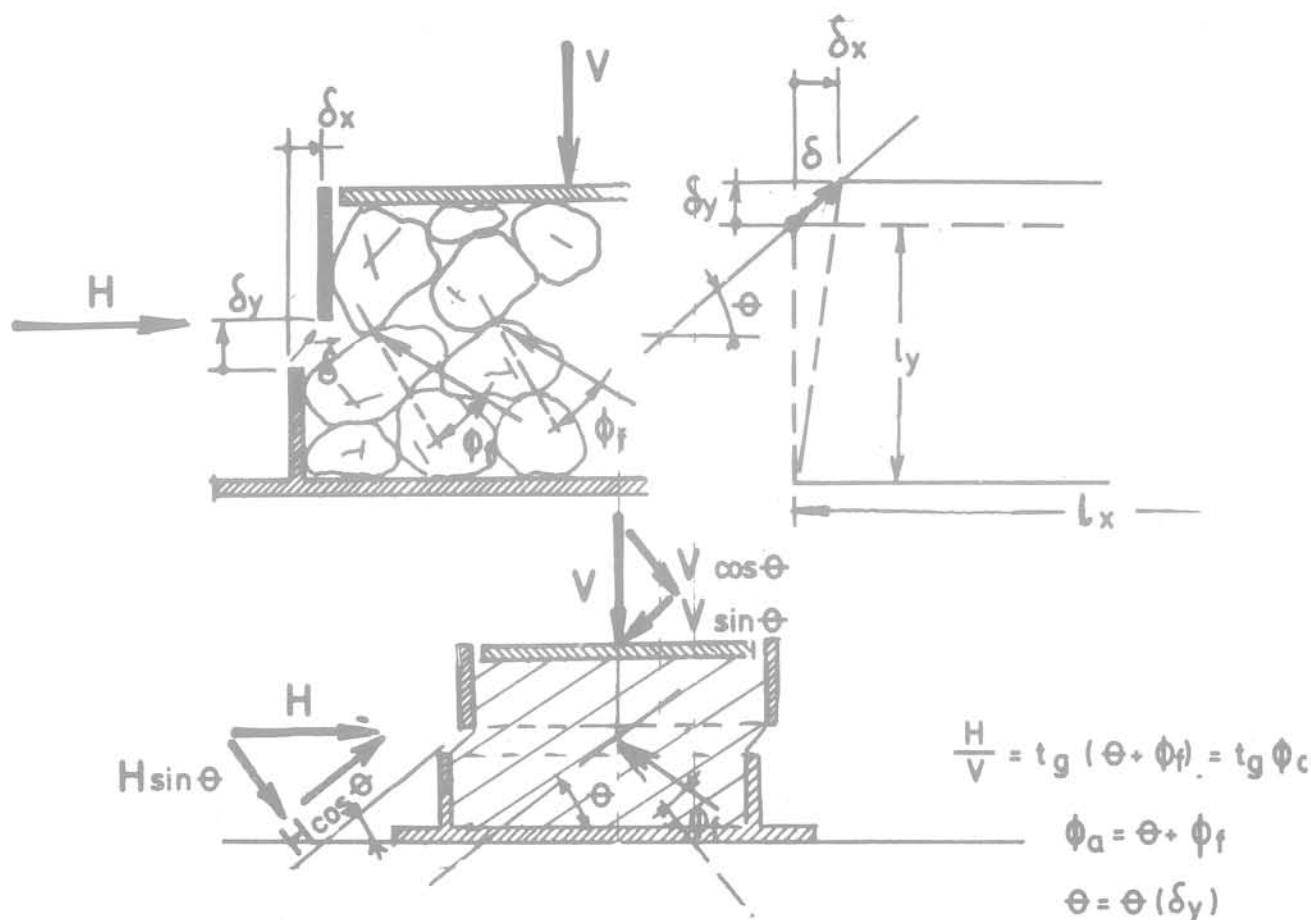


Figure 4

$$\frac{\delta_y}{\delta_x} = \tan \theta; \quad \frac{\delta_x}{l_y + l_x} \neq \frac{\delta_y}{l_y} = \delta\gamma \text{ glissement.}$$

Changement de volume :

$$\begin{aligned} \delta V &= \frac{V_0 - V_1}{V_0} = \frac{l_x \cdot l_y - l_x(l_y + \delta_y)}{l_x \cdot l_y} \\ &= -\frac{\delta_y}{l_y} = -\frac{\delta_y}{\delta_x} \cdot \delta\gamma \end{aligned}$$

d'où

$$\tan \theta = \frac{\delta_y}{\delta_x} = -\frac{\delta V}{\delta\gamma}$$

(+δV compression; -δV dilatance).

Partant des conditions d'équilibre dans le sens du déplacement δ nous obtenons d'après la figure 4 :

$$H \cdot \cos \theta = V \cdot \sin \theta + H \cdot \sin \theta \cdot \tan \phi_f + V \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi_f$$

$$\text{d'où : } H = V \cdot \tan \theta + H \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi_f + V \cdot \tan \phi_f$$

$V \cdot \tan \theta$ dépend de δ_y/δ_x ; pour $\delta_y = 0$, $V \cdot \tan \theta = 0$.

$V \cdot \tan \phi_f$ dépend uniquement du frottement réel, pour $\delta_y = 0$ comme pour $\delta_y \neq 0$.

$H \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi_f$: dépense additionnelle d'énergie, proportionnelle à la force H.

On en déduit :

$$\begin{aligned} H &= V \left(\frac{\tan \theta}{1 - \tan \theta \cdot \tan \phi_f} + \frac{\tan \phi_f}{1 - \tan \theta \cdot \tan \phi_f} \right) \\ H &= V \frac{\tan \theta + \tan \phi_f}{1 - \tan \theta \cdot \tan \phi_f} = V \cdot \tan (\theta + \phi_f). \end{aligned}$$

La résistance moyenne ou apparente peut être exprimée par :

$$\frac{H}{V} = \tan (\theta + \phi_f) = \tan \phi_a$$

en posant :

$$\phi_a = \theta + \phi_f$$

L'angle de frottement ϕ_f est soit constant, soit une fonction de σ_{oct} , c'est-à-dire de la contrainte normale sphérique, et θ dépend de σ_{oct} et τ_{oct} , de la valeur du changement de volume et de la cassure du grain. Les essais de cisaillement direct ($V = \text{const.}$) peuvent donner les paramètres θ et ϕ_f si les appareils sont suffisamment adaptés aux grands déplacements et si l'on a mesuré les déplacements verticaux.

Dans l'essai standard de compression triaxiale pour le matériau isotrope, on obtient l'expression analogue :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_a}{2} \right);$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin \phi_a \quad \text{où} \quad \phi_a = \theta + \phi_f.$$

Pour $\theta = 0$ on obtient $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_3} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_f}{2} \right)$ représentant le cas où la fragmentation s'effectue sans changement de volume.

L'énergie totale (travail) δE dépensée pour la déformation de l'échantillon s'écrit :

$$\delta E = \delta U + \delta W$$

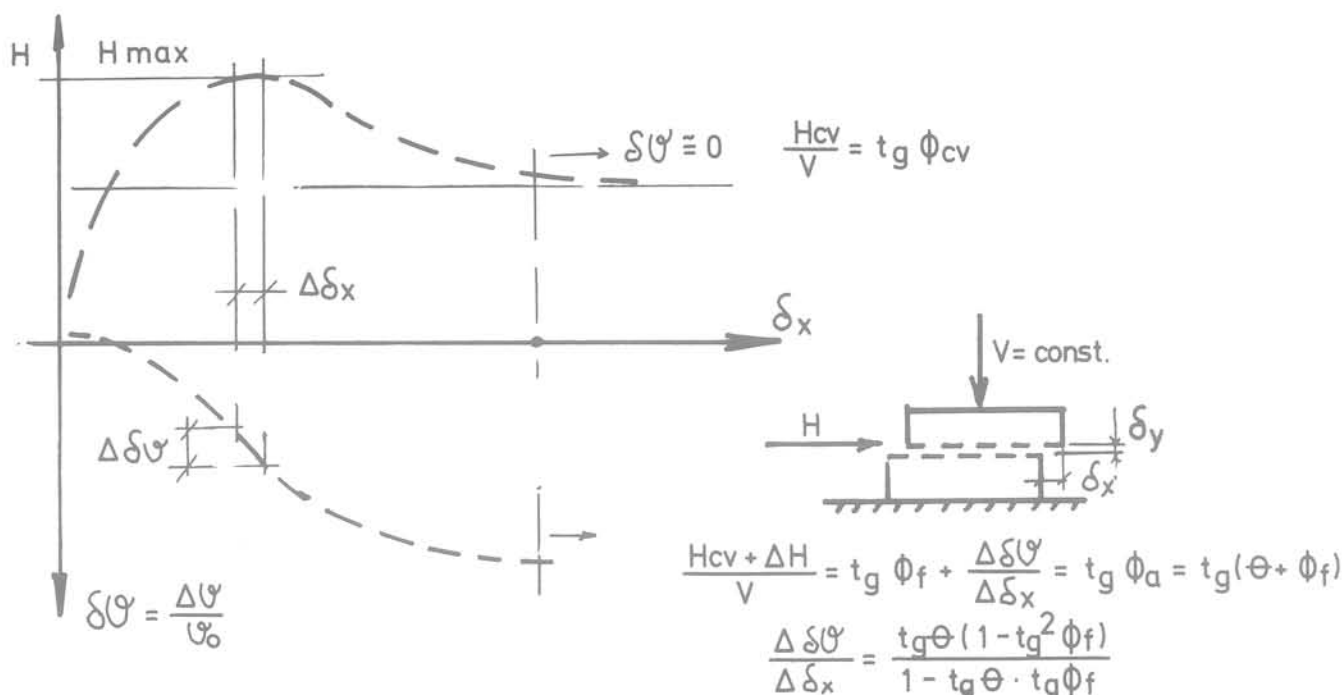


Figure 5

où : δU = travail emmagasiné dû à la déformation élastique de l'échantillon :

$$\delta U = p \cdot \delta V_e \quad \text{où} \quad p = \frac{1}{3} (\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3)$$

$$\delta V_e = \delta \varepsilon_{1e} + 2 \cdot \delta \varepsilon_{3e}$$

δW = travail dépensé irréversiblement dû à la déformation non élastique de l'échantillon :

$$\delta W = \sigma_1 \cdot \delta \varepsilon_{1s} + \sigma_3 \cdot 2 \cdot \delta \varepsilon_{3s}$$

Étant donné que :

$$\delta V_s = \delta \varepsilon_{1s} + 2 \cdot \delta \varepsilon_{3s}$$

On obtient :

$$\delta W = \sigma_1 \cdot \delta \varepsilon_{1s} + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \frac{1}{2} (\delta V_s - \delta \varepsilon_{1s})$$

$$\delta W = (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \delta \varepsilon_{1s} + \sigma_3 \cdot \delta V_s$$

D'où :
$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

C'est-à-dire pour $\delta V_s = 0$:

$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{CV} = (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi_f$$

De façon analogue on obtient :

$$(\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi_a = (\sigma_1 - \sigma_3)_{CV} + \Delta(\sigma_1 - \sigma_3)$$

avec :
$$\Delta(\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

On obtient ainsi :

$$\sin \phi_a = \sin \phi_f + \frac{\sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \cdot \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

Cette relation peut être représentée sur le cercle de Mohr par :

$$\pm \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} = \pm \Delta(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \text{quand} \quad \sigma_1 + \sigma_3 = \text{const.}$$

déterminant la valeur σ_3 par rapport à la valeur σ_{3CV} correspondant à

$$\frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} = 0.$$

P. Rowe (1962) interprète l'expression :

$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = (\sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

en définissant :

$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = (\sigma_1 - \sigma_3)_a \quad \text{pour} \quad \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} \neq 0$$

d'où :
$$(\sigma_1 - \sigma_3)_a = \sigma_1 - \sigma_3 \left(1 - \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} \right)$$

A. Bishop (1965) interprète la même expression sous la forme :

$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = \sigma_{1 \max} - \sigma_3 \quad \text{pour} \quad \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} \neq 0$$

et
$$\frac{\delta W}{\delta \varepsilon_{1s}} = \sigma_{1CV} - \sigma_3 \quad \text{pour} \quad \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} = 0$$

d'où :
$$\sigma_{1 \max} - \sigma_3 = \sigma_{1CV} - \sigma_3 + \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

on en déduit :

$$\sigma_{1 \max} - \sigma_{1CV} = \sigma_3 \frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}}$$

déterminant la correction de la valeur σ_1 par rapport à σ_{1CV} correspondant à

$$\frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_{1s}} = 0.$$

Ces deux interprétations permettent de considérer que le travail additionnel dépend de la force additionnelle de résistance de l'échantillon dont l'action complète est imputée à la contrainte σ_3 (P. Rowe), ou bien que le travail additionnel dépend de la force active additionnelle qu'on impute intégralement à la contrainte σ_1 (A. Bishop), ce qui peut être représenté sur les cercles de Mohr (figure 7).

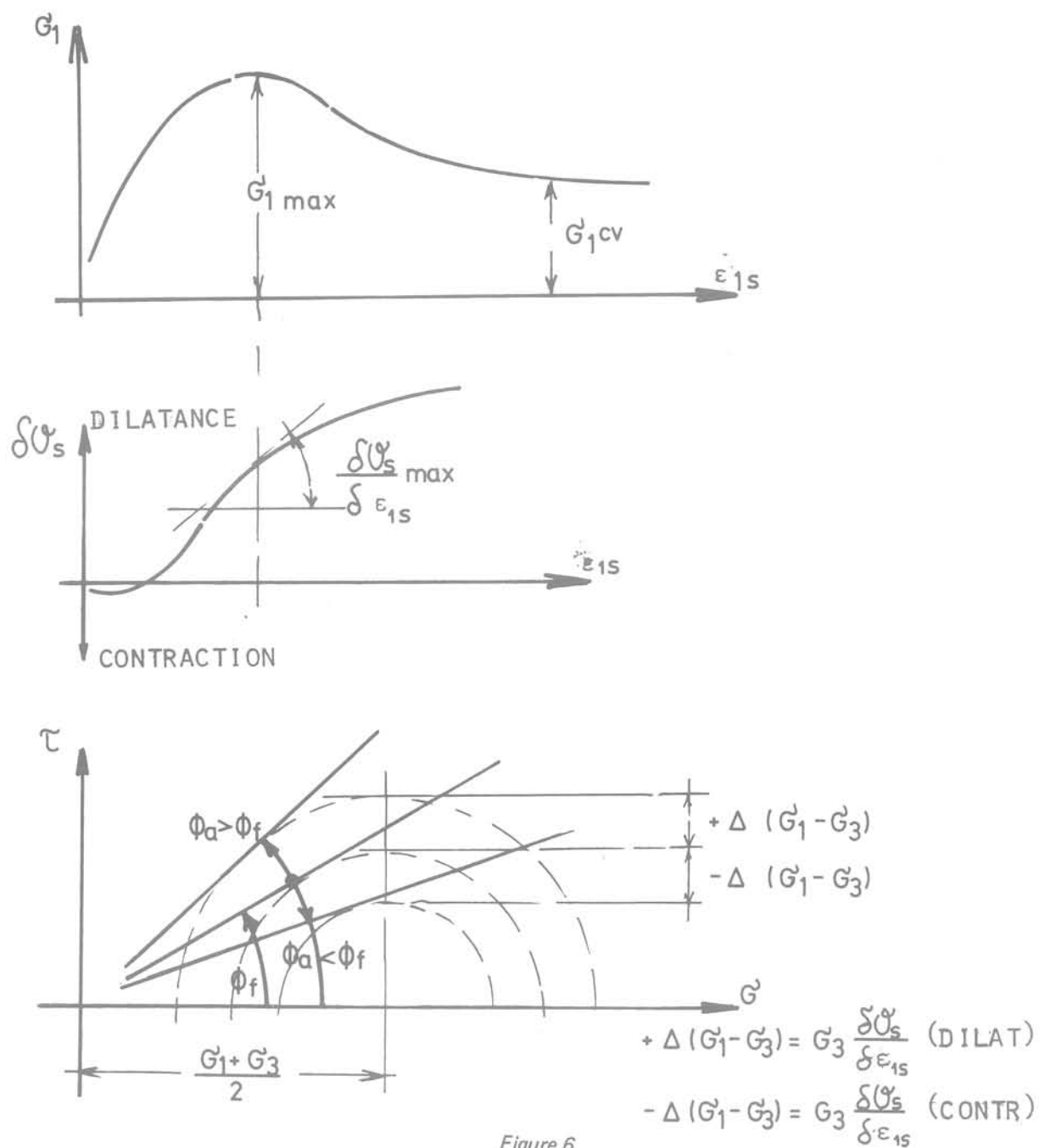


Figure 6

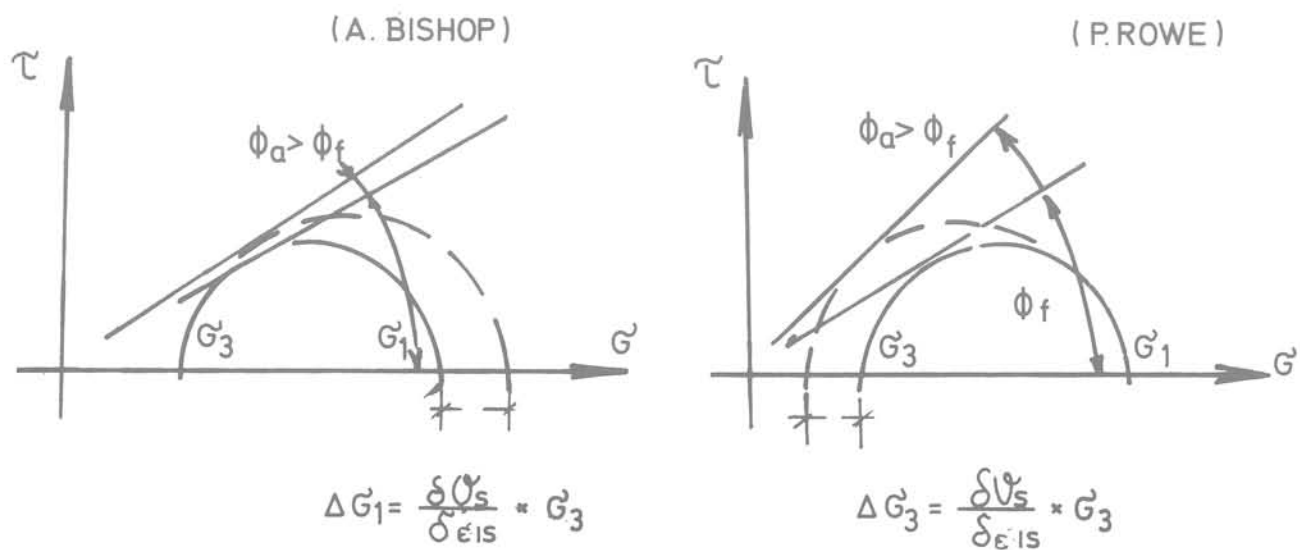


Figure 7

On a nettement démontré dans l'interprétation initiale que ϕ_a est considérablement plus élevé que ϕ_r si δV_s est une dilatance et inversement.

Étant donné que lors de l'essai de cisaillement direct le changement de volume se répercute sur le travail additionnel effectué par les forces normale ($V \cdot \tan \phi$) et de cisaillement ($H \cdot \tan \theta \cdot \tan \phi_r$), l'interprétation la plus adéquate est celle définissant :

$$\frac{\delta V_s}{\delta \varepsilon_1} = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_3}$$

qui a été représentée sur la figure 6.

Pour une analyse semblable on utilise souvent le rapport entre σ_1 et σ_3

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = R_\sigma = D \cdot K$$

où :

$D = 1$ pour $\delta V = 0$ et $D > 1$ pour une dilatance $\delta V < 0$,
 $D < 1$ pour une contraction $\delta V > 0$;

K est le coefficient proportionnel à la résistance maximale de l'échantillon.

$$K = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (\text{P. Rowe, 1963}).$$

Avec $\delta \varepsilon_1 > 0$ on peut écrire : $D = \left(1 - \frac{\delta V}{\delta \varepsilon_1} \right)$ et l'on a :

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = R = \tan \alpha \cdot \tan (\phi_r + \theta) \quad (\text{P. Rowe, 1963})$$

où sont introduits les paramètres $\tan \alpha$ et θ par lesquels la résistance totale au cisaillement peut être représentée en fonction de l'interaction des grains et des changements de volume de l'échantillon d'une manière plus souple et plus appropriée. Le paramètre $\tan \alpha$ peut être déterminé pour les conditions pour lesquelles la fragmentation du grain ne se produit pas et le paramètre θ pour les conditions pour lesquelles l'on a la fragmentation du grain lors du changement de volume équivalent.

Toutes les expressions précédentes prennent en considération d'une certaine manière l'existence de la différence de résistance au cisaillement par rapport à l'état sans changement de volume, à savoir au moment où les déplacements relatifs du grain s'effectuent avec la contrainte normale permanente et la contrainte de cisaillement, c'est-à-dire quand le travail entier est dépensé pour maîtriser les résistances alors que ni la composition granulométrique ni le volume des pores dans l'échantillon ne se modifient.

En même temps ces expressions offrent la possibilité de déterminer la relation entre les coefficients ϕ_r et θ ou ϕ_r , θ et α vis-à-vis des facteurs suivants :

- qualité de la surface du grain,
- porosité et changement de volume,
- influence de la destruction du grain.

Pour les matériaux ayant une composition granulométrique et une qualité de surface des grains semblables, on peut constater une relation du type :

$$\phi = \phi_0 - \frac{\bar{\sigma}_1}{A + B\bar{\sigma}_1}$$

où ϕ = angle de la tangente au cercle de Mohr,

ϕ_0 = angle de la tangente pour $\sigma_1 = 0$,

$\bar{\sigma}_1$ = contrainte caractéristique ou invariance dans les conditions limites de l'échantillon (M. Maksimovic, 1978).

Si la valeur $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_{1\max}$ augmente, la valeur $\phi_0 - \phi_{\min}$ tend vers une valeur constante :

$$\phi_0 - \phi_{\min} \rightarrow \frac{1}{B}$$

En modifiant le degré de compacité de l'échantillon (c'est-à-dire sa porosité) on peut aboutir à $\phi_0 - \phi_{\min} = 1/B$, avec $V_s = 0$, c'est-à-dire au cas où le travail entier des forces extérieures s'effectue uniquement pour maîtriser le frottement avec une destruction insignifiante du grain (destruction ne provoquant pas de changement de V_s). Cette valeur de l'asymptote $\phi_{\min}$ et la porosité correspondante n_{cv} représentent les valeurs limites pour la courbe granulométrique étudiée à savoir $\phi > \phi_{\min}$ et $n < n_{cv}$ pour toutes les valeurs de σ_1 .

En modifiant la courbe granulométrique on peut ensuite déterminer $\phi_{\min}$ et n_{cv} en tant que fonctions de la composition granulométrique, tout en assurant ainsi la possibilité de prévisions des valeurs $\phi_{\min}$ et $n_{cv} = n_{\max}$ pour le matériau réel.

Une telle approche implique l'exécution de quelques séries d'essais à courbe granulométrique semblable et à grosseur différente des grains avec $V_s = 0$ et $(\phi_0 - \phi_{\min}) = \text{const.}$

Déjà même que dans l'essai de compressibilité à l'œdomètre, où l'on a une non-homogénéité des forces de contacts entre les grains, la fragmentation est plus accentuée le long des parois de l'appareil, de même dans l'essai de cisaillement direct apparaît une accumulation semblable de forces aux contacts des grains non seulement le long des parois de l'appareil, mais aussi à la surface de la zone de cisaillement. Les déplacements relatifs des grains dans le sens vertical, provoqués par le déplacement horizontal du cadre supérieur par rapport au cadre inférieur, sont suivis de changement de porosité et de la fragmentation des grains dans cette zone; ces changements s'amortissent à mesure qu'on s'éloigne de la zone du cisaillement. C'est pourquoi, la grandeur des changements réels de volume dans la zone du cisaillement est supérieure à celle mesurée à la surface, et les différences augmentent avec la croissance du rapport de la hauteur de l'échantillon au D maximum du matériau, et avec la diminution de la contrainte verticale, de manière qu'on n'ait pas de forces constantes élevées suivies de la fragmentation et du déplacement relatif considérable du grain atténuant le déplacement vertical de la surface supérieure de l'appareil. C'est pourquoi, la notion du *volume représentatif* est liée non seulement à l'effet de la paroi métallique entourant les échantillons, mais aussi à la détermination du volume de matériau ayant un comportement homogène (déformations homogènes). Les difficultés qu'on rencontre lors de l'interprétation des résultats du cisaillement direct proviennent en général du fait que cette non-homogénéité de déformation n'est pas prise en considération.

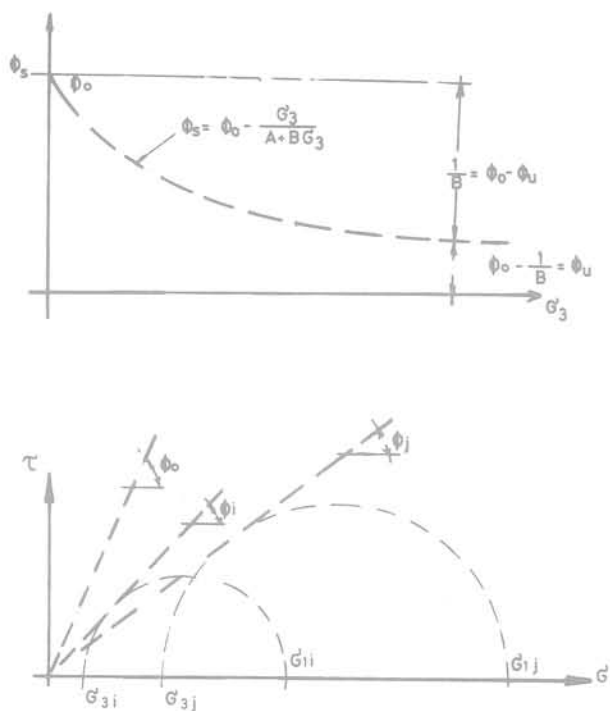


Figure 8

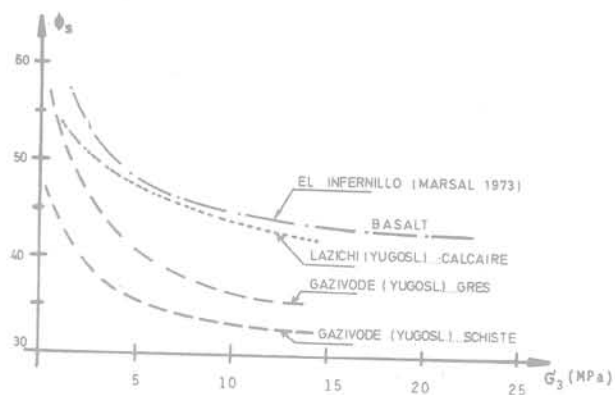


Figure 9

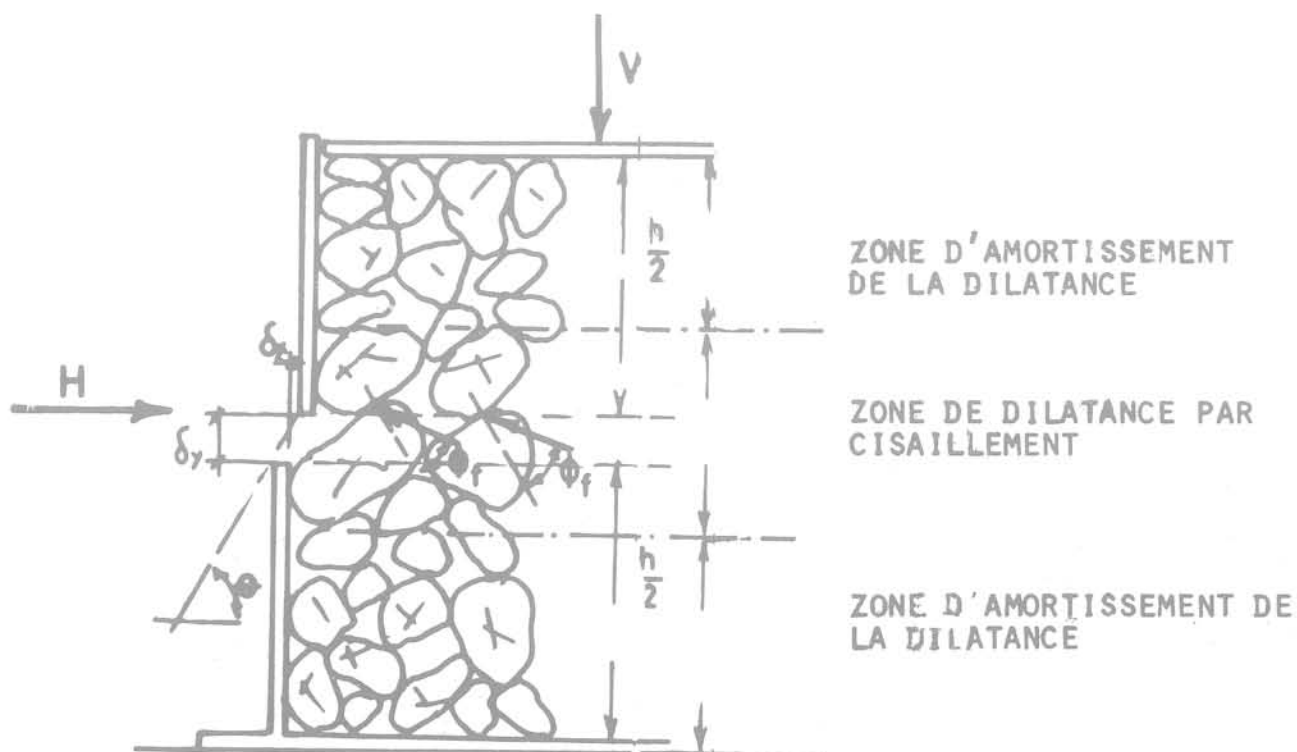


Figure 10

4 Analyse des résultats des essais de déformabilité

D'une façon générale, la déformabilité du matériau à gros grains dépend des facteurs suivants :

- a) déplacement relatif des grains,
- b) destruction des grains,
- c) déformation élastique des grains.

Les déformations irréversibles a), b), sont considérablement plus élevées que celles réversibles c) et elles participent davantage au changement de la porosité initiale du matériau.

Les déplacements relatifs des grains dépendent de l'état initial de l'assemblage des grains, de leur forme et de leur porosité; ils apparaissent déjà pour des contraintes de faible intensité. La destruction des grains suivie de nouveaux déplacements relatifs devient la déformation dominante pour des contraintes fortes, et la phase où la destruction des grains se produit peut être déterminée par contrôle de la composition granulométrique.

La déformation élastique peut être définie assez facilement lors du déchargement de l'échantillon.

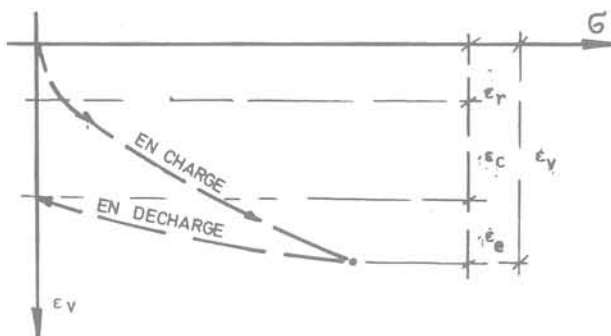


Figure 11

Eu égard à ce qui précède, la déformabilité dépend le plus de l'état initial du matériau et du degré de destruction des grains, c'est-à-dire de la grandeur des forces de contact provoquant la rupture. Pour la même contrainte moyenne, le matériau dont les grains sont les plus gros et dont la courbe granulométrique est la plus uniforme est le plus susceptible à l'effet de fragmentation.

Afin d'obtenir les grandeurs équivalentes de déformabilité pour les matériaux à gros grains (réels) et à petits grains (échantillons), il faut exercer des forces semblables aux contacts de grains, c'est-à-dire des forces provoquant des destructions et des déformations élastiques similaires.

D'après la solution de Hertz (1881-1895), le rapprochement relatif des centres de deux sphères élastiques est donné pour la relation :

$$s = p^{2/3} \cdot A^{2/3} \cdot R^{-1/3} = \left(\frac{P^2 A^2}{R} \right)^{1/3}$$

où :

P = force au contact de deux sphères;
R = rayon des sphères;
A = constante élastique.

Pour obtenir les déformations élastiques identiques S_r et S_e (du matériau réel et du matériau de l'échantillon) il faut que :

$$P_r^{2/3} \cdot A_r^{2/3} \cdot R_r^{-1/3} = P_e^{2/3} \cdot A_e^{2/3} \cdot R_e^{-1/3}$$

soit :

$$\frac{P_r^2 \cdot A_r^2}{P_e^2 \cdot A_e^2} = \frac{R_r}{R_e}$$

Pour $A_r = A_e$, on a :

$$\frac{P_r}{P_e} = \left(\frac{R_r}{R_e} \right)^{1/2}$$

Si l'on pouvait réaliser des déformations élastiques égales dans des échantillons comportant le même nombre de grains et de points de contact et se distinguant par les dimensions des grains, le rapport des forces assurerait pour le matériau réel une force de contact toujours plus élevée :

$$P_r = P_e \cdot \left(\frac{R_r}{R_e} \right)^{1/2}$$

étant donné que $R_r > R_e$.

La destruction des grains sous l'action de forces concentrées d'après la solution théorique (Jaeger, Cook, 1968) pour le cylindre circulaire correspond à :

$$\max \sigma_{\theta r} = \frac{P}{\pi \cdot R}$$

La relation de similitude :

$$\max \sigma_{\theta r} = \max \sigma_{\theta e}$$

implique la condition :

$$\frac{P_r}{P_e} = \frac{R_r}{R_e}$$

indiquant que les forces sont proportionnelles au rapport des rayons.

Étant donné que la force limite de contact du grain réel est

$$P_{r-lim} > P_{e-lim} \cdot \frac{R_r}{R_e}$$

et que $P_{r-lim} > P_{e-lim}$ en déformation élastique, la destruction des grains ne se produit qu'après la réalisation de la déformation élastique équivalente à savoir un rapport des forces de contact différent de celui obtenu dans le cas de la déformation élastique.

On peut donc constater que le changement de la déformabilité en fonction de la grosseur du grain ne peut pas être exprimé par une formule théorique rationnelle, mais on doit :

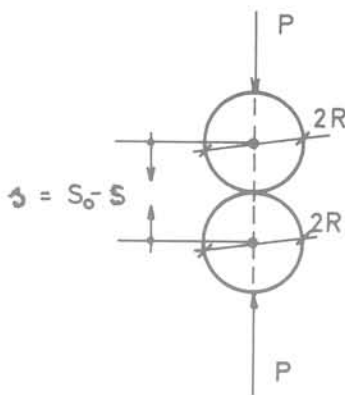
a) Examiner plusieurs niveaux de contrainte avec la même composition granulométrique et déterminer les rapports des déformations non élastiques et élastiques.

b) Examiner avec des états de contrainte identique différentes compositions granulométriques, en modifiant tout d'abord uniquement la grosseur du grain et ensuite aussi la forme de la courbe granulométrique.

Toutefois des problèmes apparaissent aussi du point de vue de la réalisation des états de contraintes équivalents lors des essais sur échantillon de dimensions différentes essayés dans des appareils cédométriques de grande dimension.

Le premier problème représente l'influence de l'écrasement et de la fragmentation des grains qui se produisent aux contacts de l'échantillon et des parois métalliques.

A) DANS LE DOMAINE ELASTIQUE

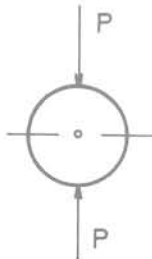


$$\delta = S_0 - S = \sqrt[3]{\frac{P^2 A^2}{R}}$$

$$\frac{R_r}{R_e} = \frac{P_r^2 A_r^2}{P_e^2 A_e^2}$$

$$A_r = A_e \rightarrow \frac{P_r}{P_e} = \left(\frac{R_r}{R_e} \right)^{1/2}$$

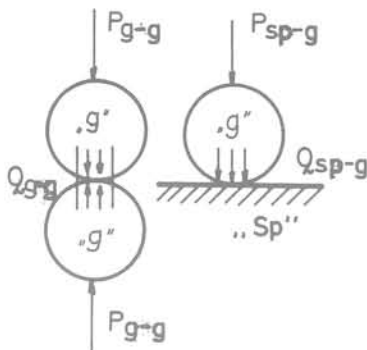
B) DANS LE DOMAINE PLASTIQUE (RUPTURE)



$$\max G_{\theta} = \frac{P}{\pi \cdot R} \text{ (POUR ÉCHANTILLON CYLINDRIQUE)}$$

$$\frac{P_r}{P_e} \geq \frac{R_r}{R_e}$$

C) DANS LA COUCHE AU CONTACT AVEC SURFACE PLANE METALLIQUE



$$\frac{\max Q_{sp-g}}{\max Q_{g-g}} = \left(\frac{P_{sp-g}}{P_{g-g}} \right)^{1/3} \quad \text{si } E_s \gg E_g$$

$$P_{sp-g} = (3 \text{ à } 4) \cdot P_{g-g} \rightarrow \max Q_{sp-g} \approx 1.5 \max Q_{g-g}$$

Figure 12

En comparant la solution de Hertz pour les contraintes maximales aux contacts d'une surface plane et d'une sphère d'une part et de deux sphères d'autre part on obtient :

$$\frac{\max q_{s-g}}{\max q_{g-g}} = \left(\frac{P_{s-g}}{P_{g-g}} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{K_g \cdot R_g}{(K_s + K_g) \cdot R_g} \right)^{2/3}$$

Si on appelle Q les contraintes aux contacts et P les forces aux contacts et en notant (sp-g) pour l'enveloppe de l'échantillon aux contacts avec la surface métallique, et (g-g) pour les contacts entre les grains on obtient :

$$\frac{\max Q_{sp-g}}{\max Q_{g-g}} = \left(\frac{\max P_{sp-g}}{\max P_{g-g}} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{K_g}{K_{sp} + K_g} \right)^{2/3}$$

où les constantes élastiques sont :

$$K_{sp} = \frac{1 - \nu_{sp}^2}{\pi E_{sp}}, \quad K_g = \frac{1 - \nu_g^2}{\pi E_g}$$

Étant donné que :

$$K_{sp} \ll K_g \quad \text{car } E_{sp} \gg E_g$$

on obtient :

$$\max Q_{sp-g} = \max Q_{g-g} \left(\frac{\max P_{sp-g}}{\max P_{g-g}} \right)^{1/3}$$

En supposant que chaque grain au contact avec la surface métallique transmet la force sur 3 à 4 grains avoisinants dans la masse, on obtient :

$$P_{sp-g} = (3 \text{ à } 4) \cdot P_{g-g}$$

$$\text{d'où : } \max Q_{sp-g} = 1,5 \cdot \max Q_{g-g}$$

Dans l'essai de compressibilité la destruction des grains est donc environ 50 % plus élevée dans la couche au contact avec les parois métalliques de l'appareil qu'à l'intérieur de l'échantillon.

Il apparaît que deux rapports sont nécessaires pour l'étude de similitude d'échantillons de différente grosseur et notamment

$$A = \frac{0 \cdot D_{\max}}{V} = \frac{\text{Superficie de l'enveloppe} \times \text{Diam. maximal du grain}}{\text{Volume de l'échantillon}}$$

ou bien

$$\psi \cdot \frac{D_{\max}}{H} = \frac{\text{Diamètre maximal du grain}}{\text{Hauteur de l'échantillon}} \cdot \psi$$

où ψ est un coefficient dépendant du rapport du diamètre à la hauteur de l'œdomètre.

La figure 13 présente le résultat d'essais de compressibilité à l'œdomètre où la déformation verticale totale ε_z est répartie en déformation provenant des actions de contact des matériaux avec les parois de l'appareil ε_0 et en déformation apparaissant dans la masse de l'échantillon ε_m , pour différents rapports

$$\frac{0 \cdot D_{\max}}{V} = A(0,18; 0,30; 0,84).$$

Ces essais ont démontré que la grandeur ε_0 influence essentiellement la valeur ε_z , atteignant 50 % ε_z . Il a été démontré aussi que pour une même valeur de ε , la grandeur ε_z augmente si le paramètre $\frac{0 \cdot D_{\max}}{V} = A$ augmente.

Pour les rapports géométriques standards des échantillons cylindriques à l'œdomètre $H = R/2$.

On obtient la valeur :

$$\frac{0 \cdot D_{\max}}{V} = \frac{2R\pi \cdot H + R^2\pi}{R^2\pi \cdot H} D_{\max} = \left(\frac{2}{R} + \frac{1}{H}\right) D_{\max}$$

$$\text{soit} \quad \frac{0 \cdot D_{\max}}{V} = \frac{4 D_{\max}}{R} = \frac{2 D_{\max}}{H}$$

Plus le rapport $\psi \cdot D_{\max}/H$ est faible, moins l'influence de la fragmentation du grain près des parois se répercute sur les résultats; l'uniformité de la courbe granulométrique exerce aussi une influence car les matériaux de composition uniforme sont plus sensibles aux effets de fragmentation des grains près des parois.

Le deuxième problème est relatif à l'état des contraintes apparaissant au contact des bases supérieure et inférieure et des faces latérales.

Cette non-homogénéité apparaît aussi dans des œdomètres où l'on atténue le frottement sur les faces latérales étant donné que ce frottement provient aussi de la distribution des contraintes normales, et non seulement de la valeur du frottement sur la surface latérale de l'œdomètre.

Afin de déterminer les conditions de la prévision de la déformabilité, notamment pour la prévision de la grandeur du module de compressibilité à l'œdomètre, il faut :

a) Examiner dans le même œdomètre, pour plusieurs niveaux de contrainte ($\max \sigma_v$), différentes courbes granulométriques et déterminer les déformations caractéristiques (provenant des déplacements relatifs, de la fragmentation et des propriétés élastiques des grains) et leur dépendance vis-à-vis du changement des contraintes $\max \sigma_v$ et de la dimension maximale des grains $D_{\max}$.

b) Dans des œdomètres de caractéristiques $H/2R$ différentes, déterminer l'influence que ces caractéristiques exercent sur les résultats, pour la même courbe granulométrique et le même $\max \sigma_v$.

Si l'on utilise un grand échantillon cylindrique avec un chargement rigide axial et un chargement flexible radial, les essais sont limités à des contraintes normales relativement peu élevées pour les matériaux granulaires de formes anguleuses et pointues (pierre concassée et cailloutis).

L'influence de la fragmentation est moindre, localisée uniquement sur les bases supérieure et inférieure de l'échantillon. Mais la mesure de la déformation volumétrique de l'échantillon est plus difficile ainsi que la détermination de la courbe effort déformation (chargement et déchargement).

En raison de maintes difficultés pratiques de manipulation lors de la mise en place de l'échantillon dans une enveloppe flexible, ce mode de détermination de la déformabilité n'est pas utilisé dans les essais de routine.

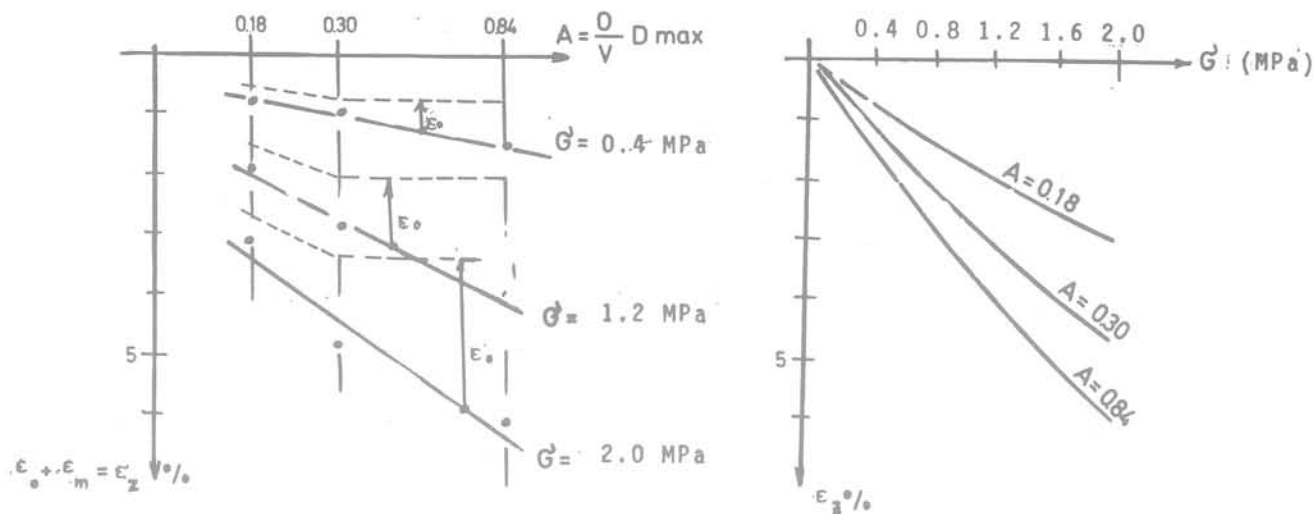
5 Conclusions

Malgré la complexité évidente des propriétés de déformation et de résistance au cisaillement des matériaux à gros grains et des grandes difficultés rencontrées lors de leur détermination expérimentale, des possibilités réelles et pratiques existent pour l'exécution d'essais appropriés en laboratoire permettant de déterminer des valeurs fiables de ces propriétés. Au niveau actuel des connaissances des processus d'interaction entre les grains, on peut déterminer des relations entre le comportement général du matériau et certains paramètres relatifs à la grosseur de grains, à la forme de la courbe granulométrique ou au niveau des contraintes.

Les applications pratiques nécessitent la connaissance qualitative de ces relations afin d'éviter des erreurs dans les essais utilisés pour déterminer les propriétés globales sur la base des facteurs suivants :

- Composition pétrographique identique (qualité des grains).
- Courbe granulométrique semblable.
- Conditions identiques au point de vue de la dépense d'énergie provoquant le changement de volume.
- Conditions identiques au point de vue de la dépense d'énergie produisant la fragmentation des grains.
- Rapport correct entre les dimensions des échantillons et celles des grains.
- Conditions semblables au point de vue de la porosité initiale.

La figure 15 présente le schéma des paramètres principaux de l'analyse élémentaire, en majorité de caractère qualitatif, ainsi que les paramètres de l'analyse globale, de caractère quantitatif. Il existe encore une incertitude supplémentaire des caractéristiques réelles du matériau engendrée par la mise en place lors de l'exécution et du fait des variations possibles en cours de travaux. Cette indétermination impose la nécessité d'envisager une marge d'incertitude pour les propriétés du matériau réel devant comprendre les modifications des moyennes espérées jusqu'aux valeurs possibles extrêmes des paramètres de densité et de déformabilité.



M. POPOVICH - 1978. SARAJEVO)

Figure 13

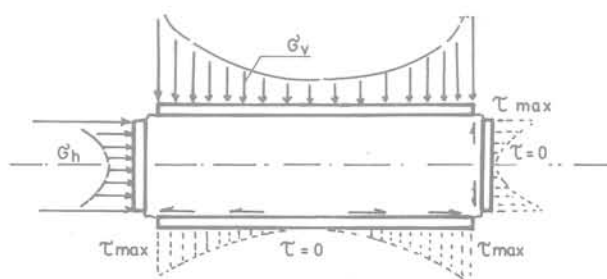


Figure 14

LES ESSAIS A L'ECHELLE DE L'ECHANTILLON

ANALYSE ELEMENTAIRE

GRANDEUR, COMPOSITION
GEOMETRIE, QUALITE ET ASSEMBLAGE DES GRAINS
INTERACTION CINEMATIQUE
INTERACTION STATIQUE
POROSITE - DENSITE

ANALYSE GLOBALE

DILATANCE
NIVEAU DE CONTRAINTES
VOLUME REPRESENTATIF
DEFORMATIONS IRREVERSIBLES
FRAGMENTATION DES GRAINS

LES PROPRIETES MECANQUES
A L'ECHELLE REELLE
↓
AVEC INCERTITUDES AVANT L'EXECUTION
- COMPOSITION GRANULOMETRIQUE
- DENSITE REELLE
- QUALITE DES PLUS GROS GRAINS
↓
VALEURS EXTREMES ET MOYENNES
DES PARAMETRES

Figure 15

En maintenant certains paramètres constants et en faisant varier les autres, on peut apprécier l'influence de ces changements et constater la plage d'influence sur les paramètres de résistance et de déformabilité. C'est l'approche la plus efficace et la plus correcte de ces problèmes, d'autant plus que les variations de la composition des matériaux à gros grains sont souvent considérablement plus grandes que celles des matériaux à petits grains.

Il est donc plus correct de déterminer d'abord les limites des variations possibles des paramètres de déformabilité et de résistance au cisaillement pour ensuite décider de leur application dans les calculs.

La figure 16 présente un schéma pratique pour la programmation et pour la détermination des propriétés des matériaux à gros grains.

Pendant la première étape les conditions envisagées pour le matériau réel doivent être déterminées. Le problème le plus complexe est celui de la détermination de la « qualité du grain », ce qui sous-entend les propriétés de surface, de forme, de déformabilité et de densité. Des recherches très étendues doivent être faites sur ce sujet.

Pendant la deuxième étape la dimension des échantillons à soumettre aux essais doit être choisie en tenant compte de la nécessité de déterminer aussi l'influence de l'échelle de l'échantillon par rapport aux matériaux expérimentés.

Aux cours de la troisième étape on effectue la mesure des propriétés des matériaux expérimentés tout en faisant varier certains paramètres élémentaires.

Pendant la quatrième et cinquième étapes, on détermine les propriétés cherchées dans les conditions envisagées par le matériau réel, par essais sur des matériaux de grains plus petits, et on procède par corrélations en minimisant la sensibilité à la modification des paramètres élémentaires.

Les observations faites durant la construction et lors de l'exploitation des ouvrages réalisés offrent la possibilité de vérifier certains paramètres calculés et en particulier ceux relatifs à la déformabilité des matériaux. Pour effectuer une vérification précise, il faut connaître la qualité des matériaux mis en œuvre au point de vue de la composition granulométrique, de la compacité et de la teneur en eau du phénomène de ségrégation, de la composition pétrographique des grains, de leur forme, de leur sensibilité à la fragmentation, des changements de qualité (ramollissement, écrasement), etc. A ce stade il est nécessaire d'établir des paramètres pratiques de classification et de grouper les matériaux à gros grains en classes principales pour lesquelles on peut envisager plus facilement des valeurs approximatives des paramètres de déformabilité et de résistance et effectuer le dépouillement des données existantes.

PROGRAMMATION PRATIQUE

- 1) ESTIMER LES LIMITES DES - NIVEAUX DE CONTRAINTES
 - GRANULOMETRIES
 - DENSITES
 - QUALITES DES GRAINS
 (A L'ECHELLE REELLE)
- 2) SELECTIONNER LES DIMENSIONS DES ECHANTILLONS : LES PLUS GRANDES SELON LES POSSIBILITES DU LABORATOIRE OU DU CHANTIER
- 3) ETUDIER LA RELATION ENTRE LE COMPORTEMENT GLOBAL (DILATATION, FRAGMENTATION DES GRAINS, DEFORMATIONS IRREVERSIBLES, ETC) ET LES PARAMETRES ELEMENTAIRES (GRANDEUR ET COMPOSITION DES GRAINS, POROSITE, ASSEMBLAGE, ETC)
- 4) ESTIMER LES VALEURS MOYENNES ET EXTREMES, A PARTIR DE L'ECHELLE DES ECHANTILLONS ET DES RELATIONS QUANTITATIVES
- 5) EXTRAPOLER LES PROPRIETES POUR LES CONDITIONS REELLES
- 6) REALISER DES OBSERVATIONS DANS LES CONDITIONS REELLES PENDANT LA CONSTRUCTION ET PENDANT LE FONCTIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Figure 16

Référence bibliographique

P. ANAGNOSTI, *Shear strength of soils other than clay*. General report, Session 3. Europ. Geotechn. Conf., Oslo, 1967.

P. ANAGNOSTI, *Design parameters for fills*. General report, Session 6. Europ. Geotechn. Conf., Brighton, 1979.

A. W. BISHOP, *The strength of soils as engineering materials*. Geotechnique, vol. 16, 1966.

R. J. FROST, *Some testing experiences and characteristics of boulder-gravel fill in earth dams*. ASTM Symposium, Los Angeles, June 1972.

J. C. JAEGER, N. G. W. COOK, *Fundamentals of Rocks mechanics*. Chapman and Hall, London, 1976.

T. M. LEPS, *Review of shearing strenght of rockfill*. Journ. SMFD, Proc. ASCE, July 1970.

M. MAKSIMOVIC, *Limit equilibrium for non linear failure envelope and arbitrary slip surface*. III, ICNNG, Aachen, April 1979.

N. D. MARACHI, C. K. CHAN, *Evaluation of properties of rockfill materials*. Journ. SMFD, Proc. ASCE, January 1972.

R. J. MARSAL, *Mechanical properties of rockfill*.
● Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons, 1973.
● 12th ICOLD, Mexico 1976, Q44, R10.

M. POPOVIC, *Scale effects at compressibility and direct shear tests on coarse-grained materials*. Publications of the Institute of Geotechnical and Foundations, Sarajevo, Yugoslavia, vol. 6, 1978.

P. W. ROWE, *The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact*. Proc. Royal Society, London, vol. 269, 1962.

C. SADASIVAN, V. S. RAJU, *Theory for shear strength of granular material*. Journ. GED, Proc. ASCE, August 1977.

résistance en compression d'un lignite terrigène

par

A. G. Anagnostopoulos,

Privat-docent, Chaire des Fondations,
Université Technique Nationale d'Athènes (U.T.N.A.), Grèce

1 Introduction

En Grèce, le bassin de Mégalopolis, situé dans le Péloponnèse, est connu pour ses gisements étendus de lignite, qui constituent une des sources les plus importantes de combustibles solides du pays. Leur exploitation se fait « à ciel ouvert », procédure qui conduit à la formation de talus de hauteur importante, consistant principalement en couches successives de lignite et de dépôts terrigènes. D'autre part, un nombre considérable d'ouvrages de Génie Civil supportant des charges importantes ont été fondés sur le profil géotechnique évoqué ci-dessus. Dans le cas où le lignite se trouve en abondance dans le sous-sol (cas de Mégalopolis), ses caractéristiques physiques et mécaniques influencent très nettement le comportement du terrain. Toutefois, les principes de base du comportement du lignite ne sont pas toujours clairement établis. Une recherche a été réalisée à l'U.T.N.A. (Anagnostopoulos A., 1980) visant l'étude des facteurs qui influencent la résistance et la déformabilité du lignite de Mégalopolis.

Le présent article expose les résultats de cette recherche en se référant aux caractéristiques de résistance en compression triaxiale (CIU), l'anisotropie et l'effet du taux de déformation ayant été étudiés dans une série d'essais de compression simple.

2 Aperçu de la géologie du bassin

Le bassin de Mégalopolis, de 252 km² de surface, en forme de quadrilatère, se trouve à peu près au centre du Péloponnèse. Il constitue un graben interne et son remplissage a commencé au Pliocène Supérieur. Dans ce bassin, des sédiments lacustres et torrentiels subaériens se sont déposés successivement pendant le Pliocène Supérieur et le Pleistocène Inférieur, tandis que d'autres sédiments torrentiels et continentaux se sont également déposés pendant le Pleistocène Supérieur et l'Holocène. Ces dépôts sédimentaires

sont composés de marnes argileuses, de sables, de conglomérats et de microconglomérats polygéniques, plus ou moins indurés. Ainsi, au début de l'époque Quaternaire, grâce à l'accumulation phytogène aquatique, s'est formé le lignite terrigène de Mégalopolis, tendre et riche en eau.

La géologie et la géomorphologie de ce bassin ont fait l'objet de plusieurs études (Phillipson A., 1891, Marinos et al, 1959, Lutting et Marinos, 1962, etc.), ces auteurs traitant de la géologie de ce bassin et des matériaux qui y ont été déposés. Le gisement lignitifère de Mégalopolis est composé de plusieurs couches de lignite qui sont séparées par plusieurs couches terrigènes d'épaisseur variable. Ces dernières comprennent des argiles, des pélites ainsi que des argiles pélitiques. On y remarque aussi le passage progressif des lignites vers des argiles sapropéliques ou des argiles simples.

Le point remarquable de ce bassin lignitifère, c'est que les couches de lignite sont horizontales sans pendage ou rejet de faille visibles (Marinos et al, 1959). La figure 1 présente une coupe schématique (N-S) des couches lignitifères du bassin.

3 Caractéristiques physiques du lignite

Le gisement de lignite de Mégalopolis est un matériau terrigène humide et « mou », dont la structure est spongieuse. Il contient des minéraux argileux qui se distribuent dans sa masse d'une manière plutôt uniforme. Sa couleur normale est le brun foncé virant au noir lorsqu'il est exposé à l'atmosphère (oxydation). Au point de vue géotechnique, il se présente comme un matériau saturé de sorte que, lorsqu'il est immergé dans l'eau, il n'en absorbe pratiquement que très peu ou pas du tout. Dans son état naturel, dégagé de l'humidité et de la cendre, la consistance chimique de ce lignite est approximativement la suivante : volatiles 62 %, charbon fixé 38 %. Sa valeur calorifique est relativement basse (de l'ordre de 100 Kcal/kg à l'état

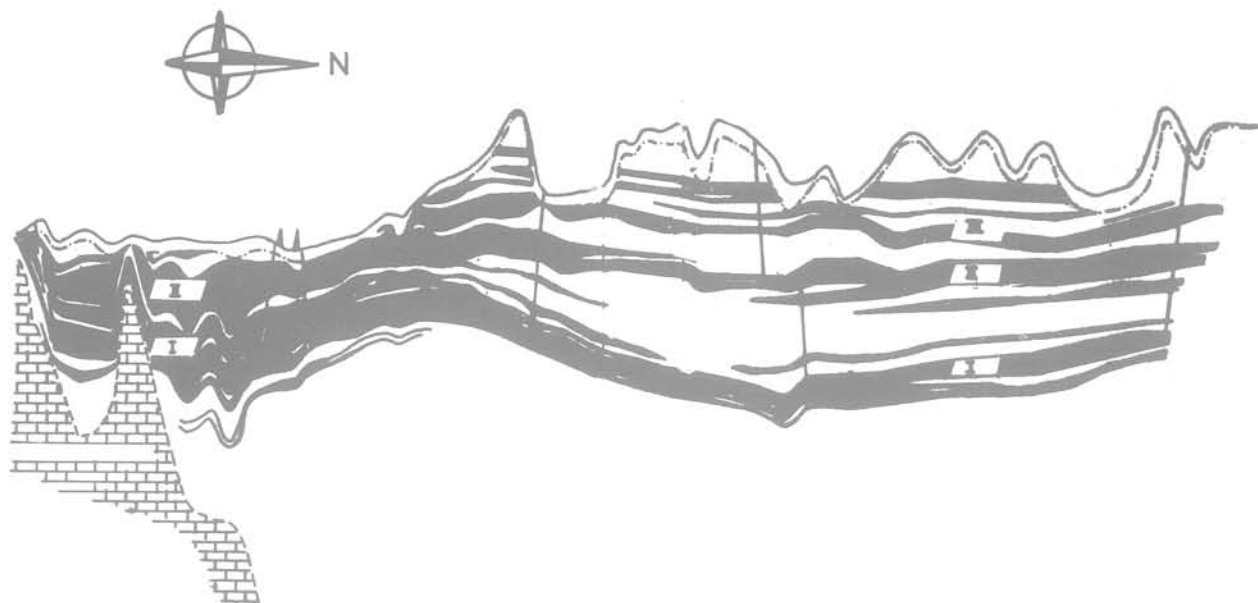


Fig. 1 Coupe schématique longitudinale (N-S) des gisements lignitifères du bassin de Mégalo polis (H. Georgen, 1968)

sec) (Marinos et al, 1959). Vu à son humidité naturelle élevée, il se classe dans la gamme des lignites les plus « pauvres » de l'Europe.

La teneur en eau du lignite de Mégalo polis varie entre 120 et 180 % (poids constant à 60 °C); le poids volumique humide est d'environ 11,5 kN/m³; le poids volumique du squelette solide (matrice ligniteuse) varie entre 16,5 et 17,2 kN/m³. Cette variation des caractéristiques physiques du lignite peut être attribuée aussi bien à sa nature qu'à la présence de minéraux argileux dans sa masse.

Les caractéristiques physiques des dépôts terrigènes déposés parmi les couches de lignite prennent les valeurs suivantes : teneur en eau, près de 30 %; poids volumique humide, entre 17,5 et 19,5 kN/m³; poids volumique des grains, environ 25 à 27 kN/m³. Suivant la classification de Casagrande, ces matériaux se classifient généralement comme ML et OL.

Lp Op ← LPC

où fO – Lp (3 < MO ≤ 10 %, sol limoneux)

4 Expérimentation

La préparation des échantillons de lignite pour l'expérimentation a été réalisée de la façon suivante : des blocs cubiques (0,4 × 0,4 × 0,4 m), prélevés dans les talus de la mine et emballés dans des sacs doubles en polyéthylène, ont été coupés en morceaux à l'aide d'un canif et façonnés par la suite à la main sous forme de cylindres de 0,035 m de diamètre et 0,07 m de hauteur. La microstratification du lignite dans les éprouvettes était horizontale, suivant la stratigraphie générale du bassin. Afin d'éviter toute oxydation, les éprouvettes cylindriques de lignite ont été conservées dans un bain d'eau vidé de son air. Cette dernière procédure suit les principes donnés par Trollope et al, (1965), principes utilisés dans l'exploitation des lignites d'Australie.

Les essais triaxiaux non-drainés ont été réalisés à vitesse constante ($v = 7,5 \cdot 10^{-7}$ m/s), les échantillons ayant subi une consolidation isotrope. La saturation de ces derniers a été assurée par contre-pression. Le mode opératoire suit les principes donnés par Bishop et Henkel (1962), tandis que le critère de rupture adopté a été celui de la contrainte déviatorique maximale.

Les résultats de la recherche concernant la déformabilité du lignite de Mégalo polis (Anagnostopoulos A., 1980) ont montré que la contrainte de préconsolidation des couches superficielles est constante, de l'ordre de 950 kPa, et identique pour le lignite et les dépôts terrigènes, compte tenu aussi du fait que les paramètres de résistance ont été étudiés dans une gamme de pressions latérales allant jusqu'à 2 800 kPa.

Les essais de compression simple, utilisés pour l'étude de l'influence du taux de déformation sur la résistance, ont été réalisés à vitesse constante, variant dans les divers essais entre $7,5 \cdot 10^{-7}$ et $6,33 \cdot 10^{-5}$ m/s, les échantillons étant à stratification horizontale. Lors de l'étude de l'anisotropie, la vitesse ϵ_1 a été fixée à $8,33 \cdot 10^{-6}$ m/s et la compression a été appliquée suivant trois directions : orthogonale, parallèle et sous un angle de 45° par rapport à la stratigraphie. Comme pour les essais triaxiaux, tous les échantillons testés en compression simple ont été saturés par contre-pression.

5 Caractéristiques de résistance

5.1 Lois contrainte-déformation

Les résultats des essais ont mis en évidence le fait que, pour un même niveau de déformation, la contrainte déviatorique augmente avec la contrainte latérale (pression de consolidation); il en est de même pour la déformation à la rupture. En termes de contrainte

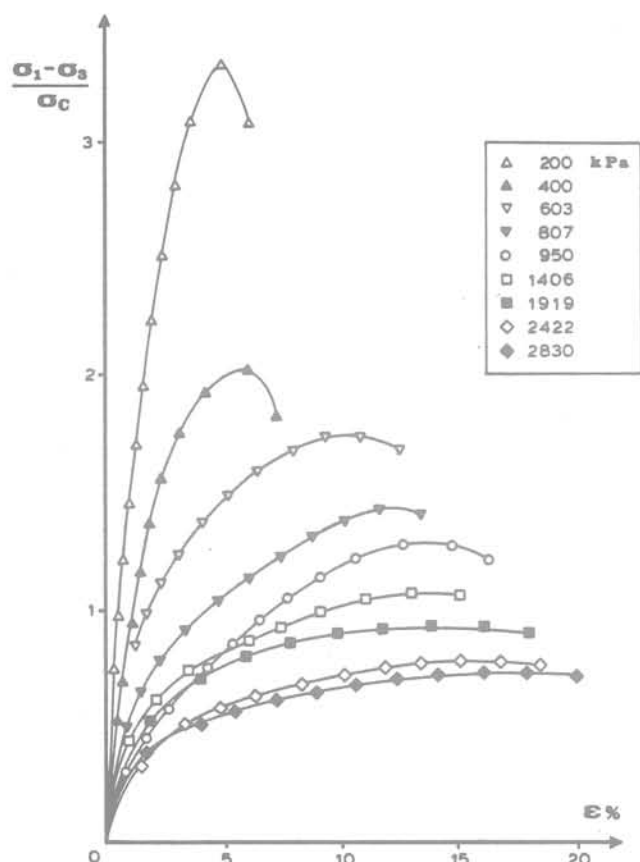


Fig. 2 Variation de la contrainte déviatorique normalisée, σ_{dn} , avec la déformation axiale, ϵ_1

déviatorique normalisée σ_{dn} et de déformation axiale ϵ_1 , les résultats indiquent (fig. 2) que le concept de Ladd (1964) concernant le comportement normalisé des argiles est également valable pour le lignite étudié. De cette même figure il ressort que, pour une faible pression de consolidation, la pente à l'origine de ces courbes est assez grande, beaucoup plus que pour une pression de consolidation élevée. A la rupture, les valeurs maximales de σ_{dn} augmentent avec la pression de consolidation. Dans le cas où cette dernière devient égale ou supérieure à la pression de préconsolidation, on observe une nette tendance des résultats expé-

mentaux à se regrouper autour d'une relation unique entre σ_{dn} et ϵ_1 . Comme prévu, il existe une dispersion des résultats des essais, dispersion qu'on peut également noter sur des argiles surconsolidées (Ladd et Foott, 1974); dans notre cas, ce phénomène est plutôt attribué à l'hétérogénéité du matériau.

La figure 3, représentant la variation de la contrainte déviatorique normalisée à la rupture, σ_{dnf} , avec la pression de consolidation met en relief l'effet de la surconsolidation sur la résistance du lignite. Ce même phénomène apparaît également sur la figure 4, où σ_{dnf} est lié au rapport de surconsolidation (OCR). Il faut s'attendre à ce que, plus cette relation est linéaire, plus l'enveloppe de Mohr soit non-linéaire.

La pression interstitielle, u , qui se développe au cours de l'essai triaxial CIU, ne s'accroît que très peu au début de l'essai, avec toutefois un taux d'accroissement accéléré par la suite.

Ce phénomène est dû probablement à la vitesse de l'essai qui ne permet pas l'égalisation des pressions interstitielles à l'intérieur de l'échantillon, pendant les premières phases de l'essai. Au pic (rupture), la pression interstitielle est approximativement de 55 à 70 % de la contrainte latérale; ce dernier phénomène montre que la contrainte effective latérale est assez basse. Après le pic, la pression interstitielle augmente continuellement dans les éprouvettes normalement consolidées, tandis qu'elle diminue — très peu d'ailleurs — dans les éprouvettes surconsolidées. Le diagramme de la figure 5, qui exprime la relation entre la pression interstitielle normalisée et la déformation axiale, vérifie la validité du concept de Ladd (1964) dans le cas du lignite étudié. C'est ainsi que les courbes se référant aux éprouvettes normalement consolidées ont tendance à se regrouper, tandis que celles des éprouvettes surconsolidées s'en écartent. Les essais triaxiaux exécutés ont permis la détermination du paramètre A , de Skempton. Pour un lignite normalement consolidé, la valeur A_r de ce paramètre à la rupture est du même ordre de grandeur que celui des argiles légèrement surconsolidées. Pour un lignite surconsolidé, A_r est toujours positif, en tout cas supérieur à 0,2, même dans le cas où le rapport de surconsolidation atteint la valeur de 5. La variation de A_r avec la pression de consolidation σ_c est illustrée dans la figure 6. D'après cette figure, il est clair que A_r s'accroît avec σ_c pour les éprouvettes normalement

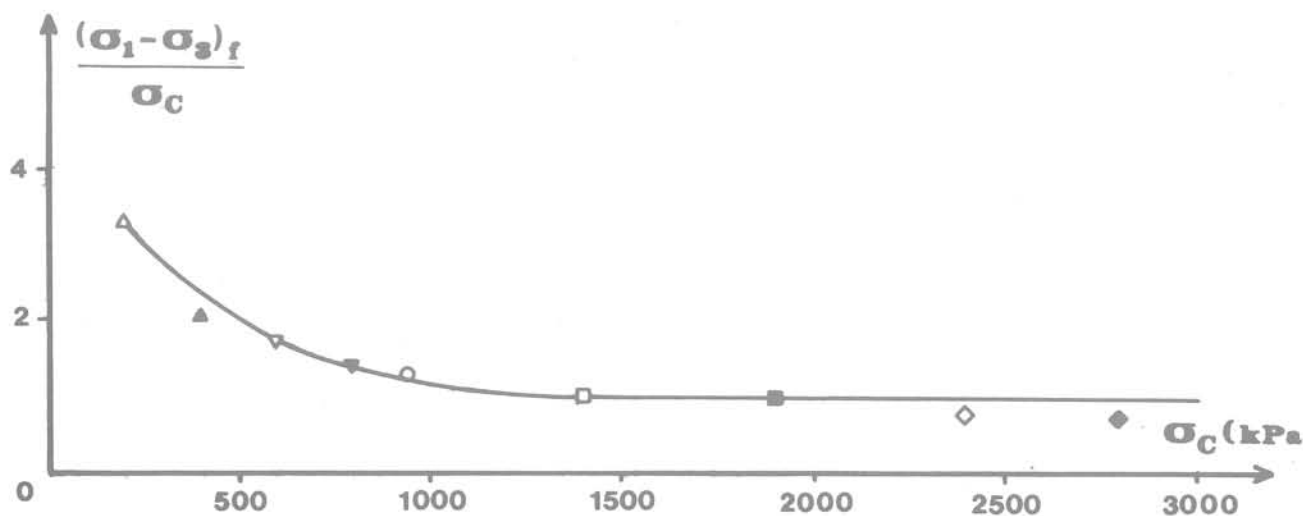


Fig. 3 Variation de la contrainte déviatorique normalisée à la rupture, σ_{dnf} , avec la pression latérale, σ_c

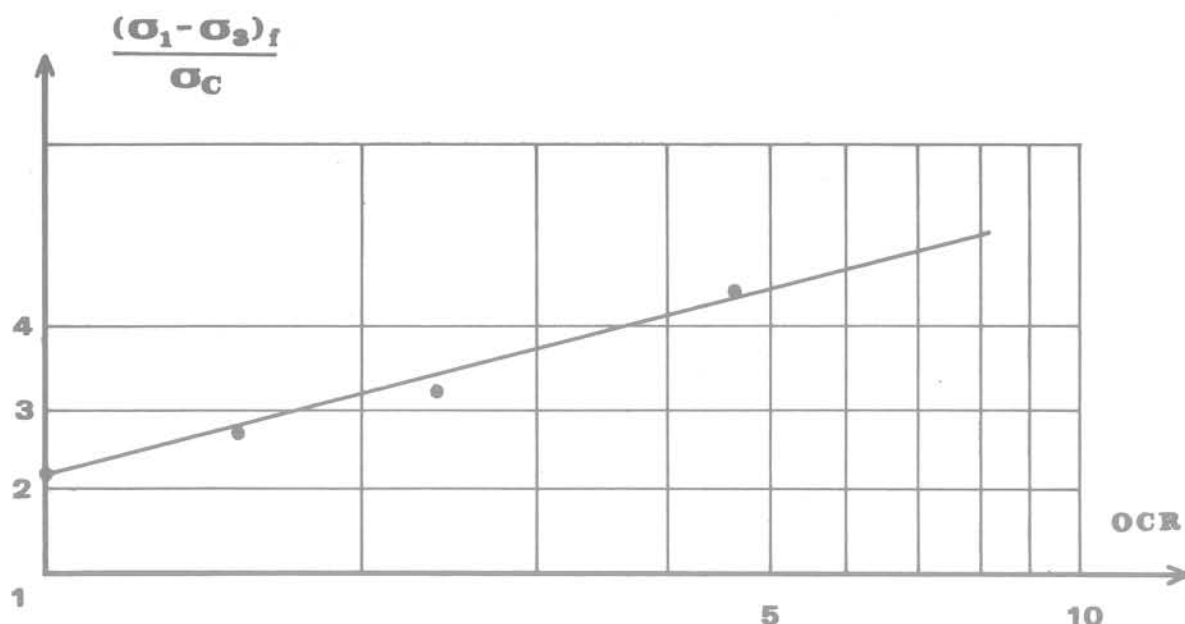


Fig. 4 Relation entre la contrainte déviatorique normalisée à la rupture, σ_{dnf} , et le rapport de surconsolidation

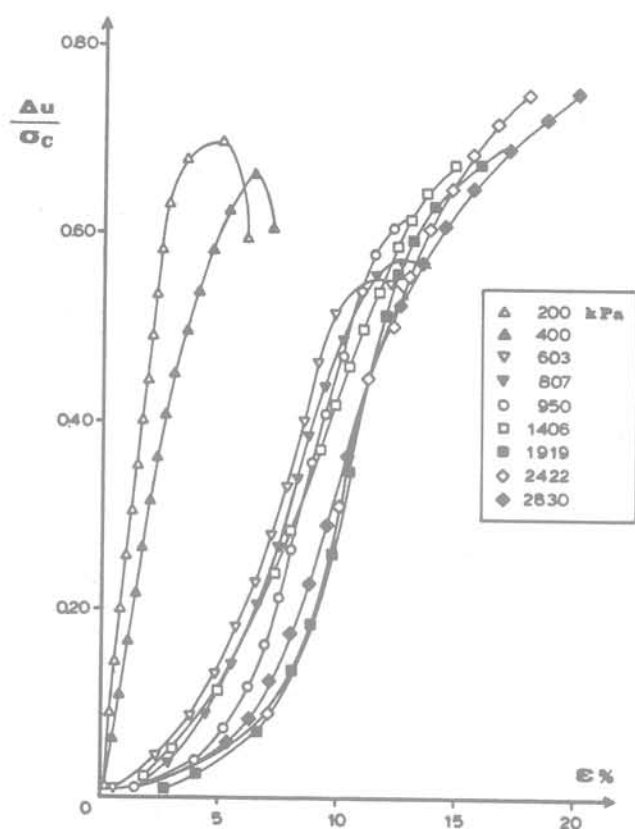


Fig. 5 Variation de la pression interstitielle normalisée, u_{nf} , avec la déformation axiale, ϵ_1

consolidées; ce phénomène devrait être associé au changement de la structure du lignite qui survient lorsque la contrainte latérale augmente. Pour les pressions latérales élevées ($\sigma_c = 2800$ kPa), A_1 s'approche de 1; en d'autres termes, le lignite manifeste un comportement semblable à celui d'une argile pure. L'influence de σ_c sur A_1 , comme indiqué ci-dessus, se reflète dans l'allure de l'enveloppe de Mohr dans un diagramme en contraintes totales.

5.2 Paramètres de résistance

Les chemins de contraintes effectives correspondant aux éprouvettes de lignite normalement consolidé ou légèrement surconsolidé ont l'allure de ceux qu'on retrouve pour des argiles normalement consolidées. Dans le cas où le rapport de surconsolidation OCR est élevé ($OCR > 4$), cette allure ressemble plutôt à celle des argiles surconsolidées (fig. 7). Ce comportement peut être attribué au mécanisme de génération des pressions interstitielles.

Les observations faites sur les éprouvettes de lignite testées ont montré que la rupture est survenue sur chaque échantillon suivant un « plan de rupture », justifiant ainsi le critère de rupture adopté. Par rapport à l'horizontale, les plans de rupture observés ont une inclinaison variant entre 58° et 62° . Ici, on doit ajouter que dans certains cas la rupture s'est manifestée suivant deux plans conjugués, rupture semblable à celle qui apparaît normalement dans le cas des matériaux homogènes et fragiles. Toutefois, le lignite étant non-homogène, toute tentative de similitude avec un matériau homogène-fragile paraît impossible.

Les paramètres de résistance en contraintes effectives et en contraintes totales ont été déterminés à l'aide de l'enveloppe conventionnelle de Mohr et de l'enveloppe qui figure sur le diagramme $p-q$ (chemin des contraintes). En termes des contraintes totales (fig. 8), on peut observer l'allure courbée mentionnée ci-dessus, principalement lorsque la pression latérale est élevée. Ce phénomène peut être attribué à la présence de hautes pressions interstitielles qui se développent à la rupture. Sur la partie de l'enveloppe qui correspond à la surconsolidation, les paramètres de résistance atteignent les valeurs $c = 200$ kPa et $\phi = 16^\circ$. Une forme analogue d'enveloppe a été également observée par Brown E. (1963) sur les lignites terrigènes Morwell d'Australie.

Les deux figures 7 et 9 (contraintes effectives) montrent bien que l'enveloppe de Mohr peut être remplacée avec succès par deux droites, la première correspondant à l'état de surconsolidation et la deuxième à l'état de consolidation normale, les paramètres de résistance ayant respectivement les valeurs $c' = 180$ kPa, $\phi' = 26,7^\circ$ et $c' = 150$ kPa, $\phi' = 28,5^\circ$. Il est clair que, dans ce deuxième cas, le lignite

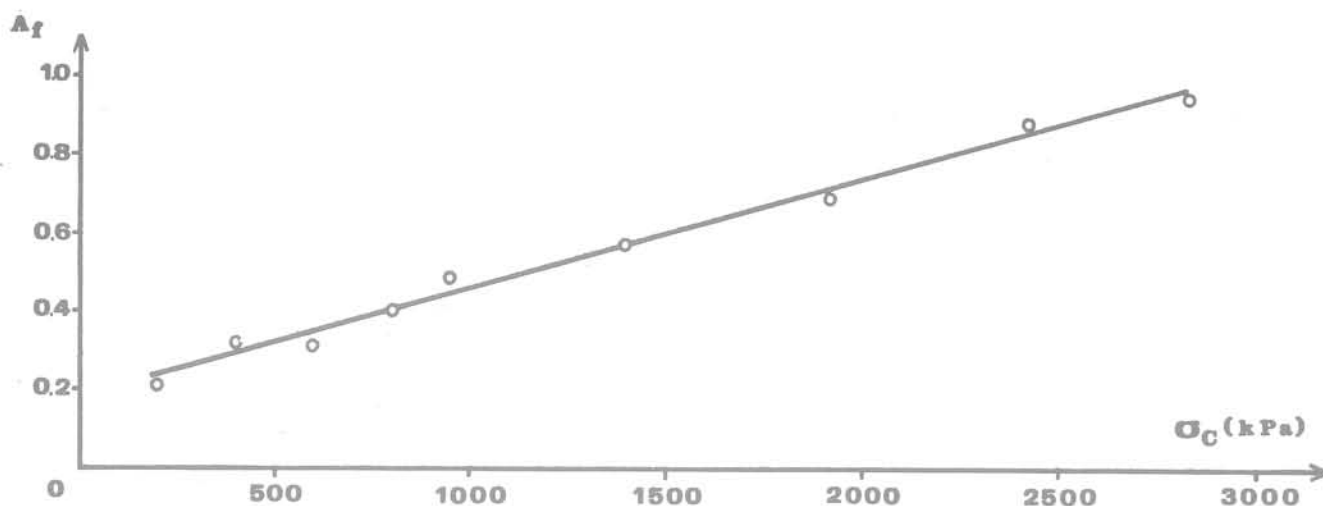


Fig. 6 Variation du paramètre A_f avec la pression de consolidation, σ_c

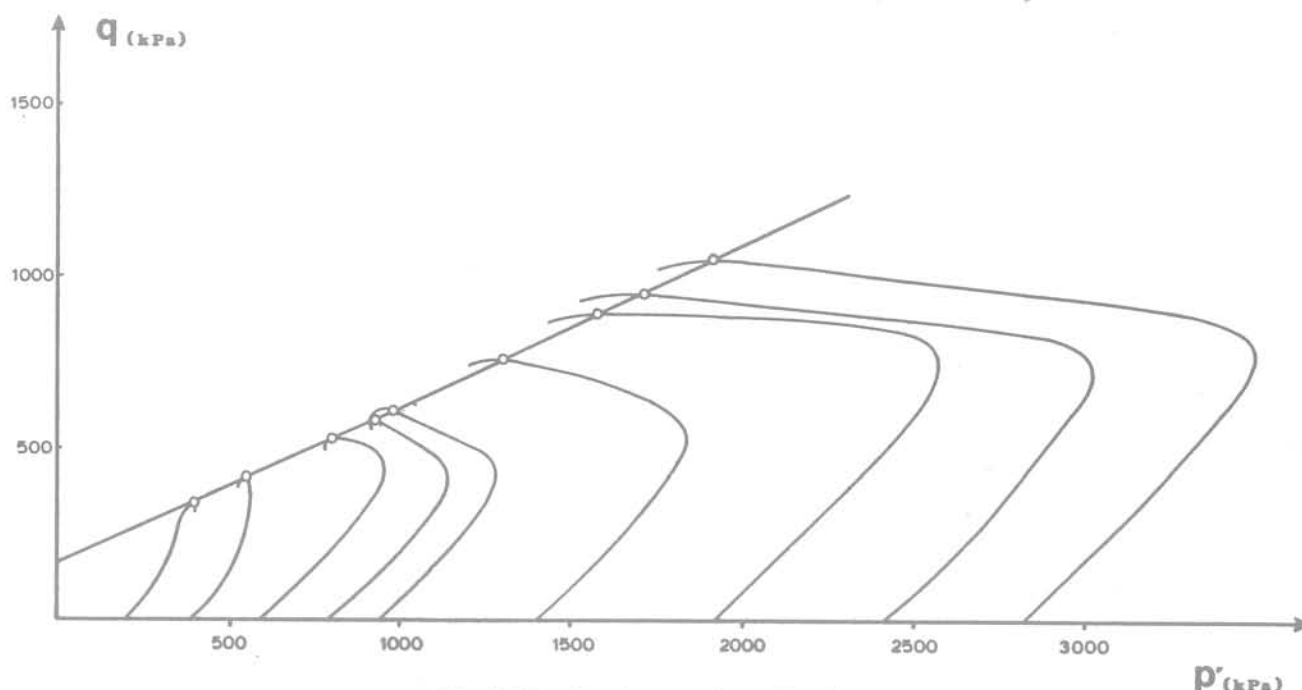


Fig. 7 Chemins de contrainte effective

dispose d'une cohésion, contrairement aux argiles. Ce phénomène est également signalé par Trollope et al. (1965) sur des lignites d'Australie et ces auteurs l'ont attribué aux liaisons chimiques qui existent entre les divers éléments du squelette des lignites.

5.3. Taux de déformation

La figure 10 montre l'accroissement de la résistance (pic) suivant le taux de déformation sur des échantillons ayant une stratigraphie horizontale. Dans un diagramme semi-logarithmique, la loi est linéaire et la résistance non-drainée s'accroît de près de 38 % pour une augmentation du taux de déformation d'un facteur 100.

Ce comportement se manifeste généralement chez les argiles et divers auteurs ont admis une loi linéaire dans

un diagramme semi-logarithmique. Toutefois, par rapport aux argiles surconsolidées, le taux d'accroissement de la résistance du lignite est relativement important.

5.4. Anisotropie

La figure 11 montre la variation de la résistance non-drainée c_u avec la direction du chargement. Les valeurs adoptées de c_u pour chaque direction du chargement représentant la moyenne de six séries d'essais où l'écart se situait entre 3,9 et 6,5 %. Cette variation de c_u se présente de la même façon que celle apparue sur les argiles stratifiées (Yong et Workentin, 1975); elle approche sensiblement la loi bien connue de variation elliptique de Casagrande et Carrillo (1944). Le rapport des demi-axes de l'ellipse (c_{uv}/c_{uh}) est proche de 1,5.

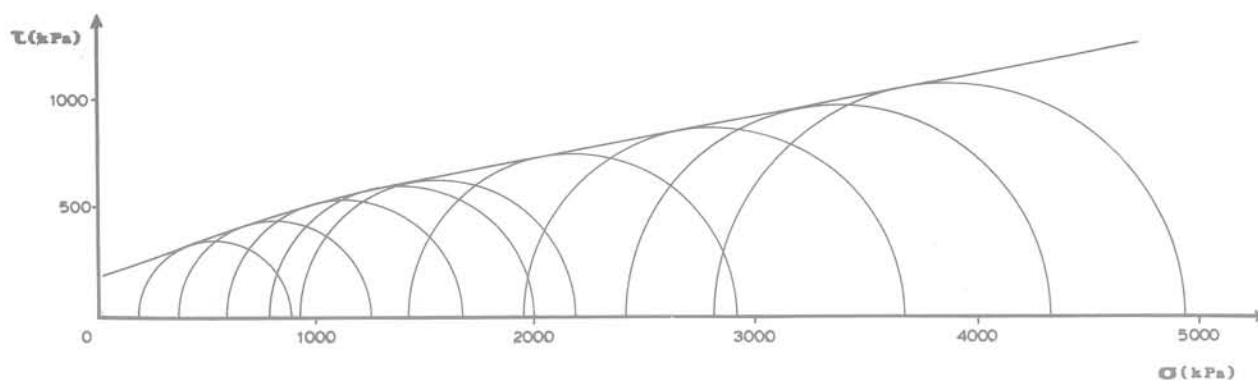


Fig. 8 Enveloppe de rupture (Mohr), contraintes totales

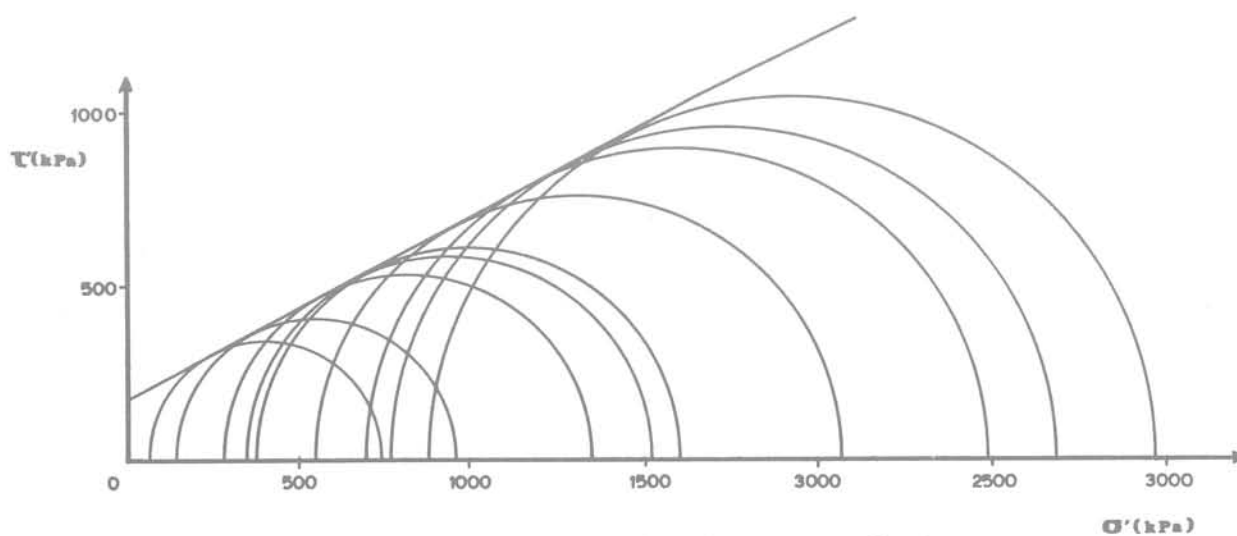


Fig. 9 Enveloppe de rupture (Mohr), contraintes effectives

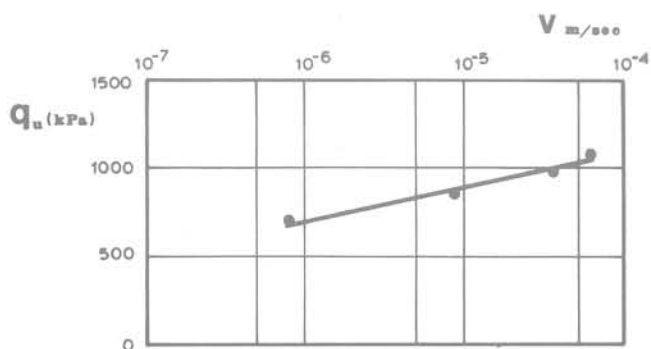


Fig. 10 Influence de la vitesse de chargement sur la résistance non-drainée, c_u

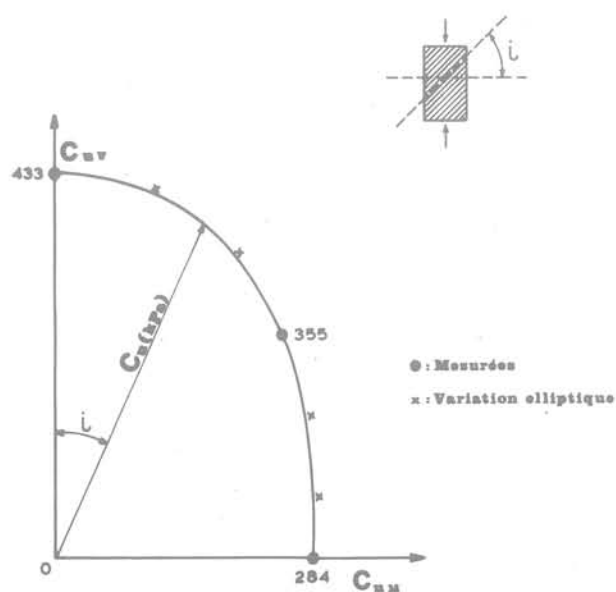


Fig. 11 Variation de la résistance non-drainée avec la direction de la contrainte appliquée

6 Conclusions

La résistance en compression du lignite de Mégalopolis, en Grèce, a été étudiée à l'aide d'une série d'essais triaxiaux CIU sur éprouvettes ayant une stratification horizontale, suivant celle des gisements rencontrés *in situ*. Le matériau étudié est surconsolidé et, dans un diagramme de contraintes effectives, on peut distinguer nettement deux segments rectilignes de l'enveloppe de rupture (Mohr). L'allure de cette dernière est analogue à celle rencontrée sur les argiles surconsolidées, à la seule différence que la partie correspondant aux éprouvettes normalement consolidées est douée de cohésion. Ce phénomène est attribué à la présence de liaisons chimiques entre les feuillets du lignite. La pression interstitielle qui se développe au cours des essais évoqués ci-dessus est importante, allant jusqu'à 55 à 70 % de la pression latérale au moment de la rupture; elle est cependant toujours positive, même en cas d'éprouvettes fortement surconsolidées ($OCR > 4$). En termes de contraintes totales, le segment de l'enveloppe de rupture correspondant à la surconsolidation est nettement linéaire, tandis qu'au-delà, on peut observer la présence d'une partie courbe de l'enveloppe ayant sa concavité dirigée vers le bas; ceci est dû à l'accroissement avec la pression latérale du paramètre A de Skempton. Dans cette même partie, ce paramètre à la rupture A_r varie entre 0,48 et 0,94.

Les chemins de contraintes effectives du lignite étudié ressemblent à ceux des argiles normalement consolidées sauf pour un $OCR > 4$ où la ressemblance va plutôt aux argiles surconsolidées. Les diagrammes normalisés $\sigma_{dn} - \varepsilon_1$ et $u_n - \varepsilon_1$ prouvent que le principe de Ladd (1964) concernant les argiles est également valable pour le lignite étudié, et ceci est une précision satisfaisante. On peut dire ainsi que le comportement du lignite de Mégalopolis est analogue à celui des argiles, surtout lorsque le matériau est normalement consolidé.

Lors de deux séries d'essais de compression simple ayant comme but l'étude de l'influence sur la résistance non-drainée, d'une part de la vitesse de chargement et, d'autre part, de l'anisotropie du matériau suivant trois axes de chargement, il a été observé que la résistance augmente linéairement avec le logarithme de la vitesse de chargement, tandis que la variation de la résistance non-drainée est elliptique, suivant l'orientation de l'axe de chargement. Le rapport de deux demi-axes de l'ellipse (c_{uv}/c_{uh}) est proche de 1,5.

La recherche effectuée aboutit à cette conclusion générale que le comportement mécanique de divers matériaux terreux non usuels (par exemple le lignite) peut être étudié avec les méthodes courantes de la Mécanique des Sols traditionnelle.

Références bibliographiques

A.G. Anagnostopoulos (1980), « *Comportement géotechnique du lignite de Mégalopolis* » (en Grec). Thèse présentée à l'Université Technique Nationale d'Athènes, Grèce 1980, pour l'obtention du titre de Docteur (U. T. N. A.).

A. Bishop, D. Henkel (1962), « *Consolidated-Undrained Tests* ». The measurement of soil properties in the triaxial test, 2^e édition Edward Arnold (Publishers) Ltd., London, 1962, pages 106-121.

E.T. Brown (1963), « *The Engineering Behaviour of Morwell Brown Coal* ». Thèse de Master présentée à l'Université de Melbourne, Australie, 1963, page 173.

A. Casagrande, N. Carillo (1944), « *Shear failure of anisotropic materials* ». Proceedings of the Boston Society of Civil Engineers, 1944, vol. 31, pages 74-87.

H. Georgen (1968), « *Rahmenplanung für den übertägigen Abbau der heizwertarmen Braunkohle des Reviers Megalopolis (Griechenland)* ». Förden und Heben-Heft 11, 1968, s. 1-8.

C.C. Ladd (1964), « *Stress-strain characteristics and basic strength principles* ». Research Report R64-17-Dept. of Civil Engineering M.I.T., Cambridge, Mass., 1964.

C.C. Ladd, R. Foott (1974), « *New design procedure for stability of soft clays* ». Journal of the Geotechnical Engineering Division - Proceedings of the A.S.C.E., vol. 100, n° GT7, juillet 1974, pages 763-786.

G. Lütting, G. Marinos (1962), « *Zur Geologie der neuen Griechischen Braunkohlen Lagerstätte von Megalopolis* ». Braunkohle Wärme und Energie-Heft 14. Deutschland, 1962, s. 222-231.

G. Marinos, J. Anastopoulos, N. Papanicolaou (1959), « *Le Lignite du Bassin de Mégalopolis* » (en Grec). Recherches en Géologie et Géophysique, vol. 15, n° 3. Institut de Géologie et de Recherche Souterraine, Athènes, Grèce, 1959, pages 1-51.

A. Philippson (1891), « *Peloponnesische Bergfahrten* ». Zeitschrift Deutscher-Österreichischer Alpenvereins. Deutschland, vol. 22, 1891, s. 282-315.

D.H. Trollope, K.J. Rosengren, E.T. Brown (1965), « *The Mechanics of Brown Coal* ». Géotechnique, vol. 15, n° 4, 1965, pages 363-386.

R.N. Yong, B.P. Warkentin (1975), « *Anisotropic effects* ». Soil Properties and Behaviour. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, Oxford, New York, 1975, pages 356-359.

Notations

ε_1	= déformation axiale.
σ	= contrainte normale.
σ_c	= pression de consolidation pression latérale.
σ_{dn}	= contrainte déviatorique normalisée. $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_c}$
σ_{dnf}	= contrainte déviatorique normalisée à la rupture, $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{\sigma_c}$
u	= pression interstitielle.
u_n	= pression interstitielle normalisée, $u_n = u/\sigma_c$.
CIU	= essai triaxial non-drainée, consolidé isotropiquement.
c_u	= résistance non-drainée.
c_{uv}	= résistance non-drainée pour un chargement orthogonal à la stratigraphie.
c_{uh}	= résistance non-drainée pour un chargement parallèle à la stratigraphie.
v	= vitesse de chargement.
OCR	= rapport de surconsolidation.
τ	= contrainte de cisaillement.

étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol

par

G. Bigot

Ingénieur au Laboratoire Régional de l'Est Parisien

F. Bourges

R. Frank

Ingénieurs au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

Introduction

L'expérimentation en vraie grandeur effectuée à Provins, en 1974-75, avait pour objectif l'observation du comportement d'un pieu libre, mis en place au pied d'un talus de remblai, et soumis aux poussées latérales d'une couche de sol mou.

Une première interprétation des résultats de cette expérimentation a fait l'objet d'une communication au IX^e Congrès International de Mécanique des Sols à Tokyo (1977) [1].

L'interprétation a été reprise, sur la base des récentes recommandations des Laboratoires des Ponts et Chaussées concernant le calcul des efforts engendrés dans les pieux par les poussées latérales du sol [2]. Cette nouvelle interprétation fait l'objet du présent article.

Seul un bref aperçu sur les conditions de l'expérimentation est donné ici. Les lecteurs intéressés par plus de détails pourront se reporter au rapport de recherches [3].

1 Conditions de l'expérimentation

1.1 Le site

Il s'agit de la vallée de la Voulzie, franchie en remblai par la déviation de la R.N. 19 à Provins. Le pieu expérimental est placé en pied du talus de remblai. Dans le profil où il est situé, (fig. 1), le sol est constitué d'une couche de limons tourbeux et de tourbe de 11 m d'épaisseur environ, surmontée de 3 à 4 m de limons et d'argile plus ou moins organiques (tableau n° 1). La craie est atteinte à environ 17 m de profondeur, et elle est séparée de la couche tourbeuse par 2 à 3 m de sables, graviers, et silex.

Tableau n° 1

Caractéristiques moyennes des deux couches compressibles à l'emplacement du pieu.

Couche	Identification			Cohésion non drainée c_u en kPa	Compressibilité		Pressiomètre	
	teneur en eau w %	poids volumique sec γ_d en kN/m ³	teneur en matières organiques %		C_c $1 + e_0$	c_v en cm ² /s	pression limite p_c en kPa	module E_M en kPa
0 à 4 m limons et argiles	30	14	10	40	0,14	$6 \cdot 10^{-3}$	160	1 100
4 m à 14,50 m limons tourbeux et tourbe	200	4	20	50	0,33	$6 \cdot 10^{-3}$	250	1 070

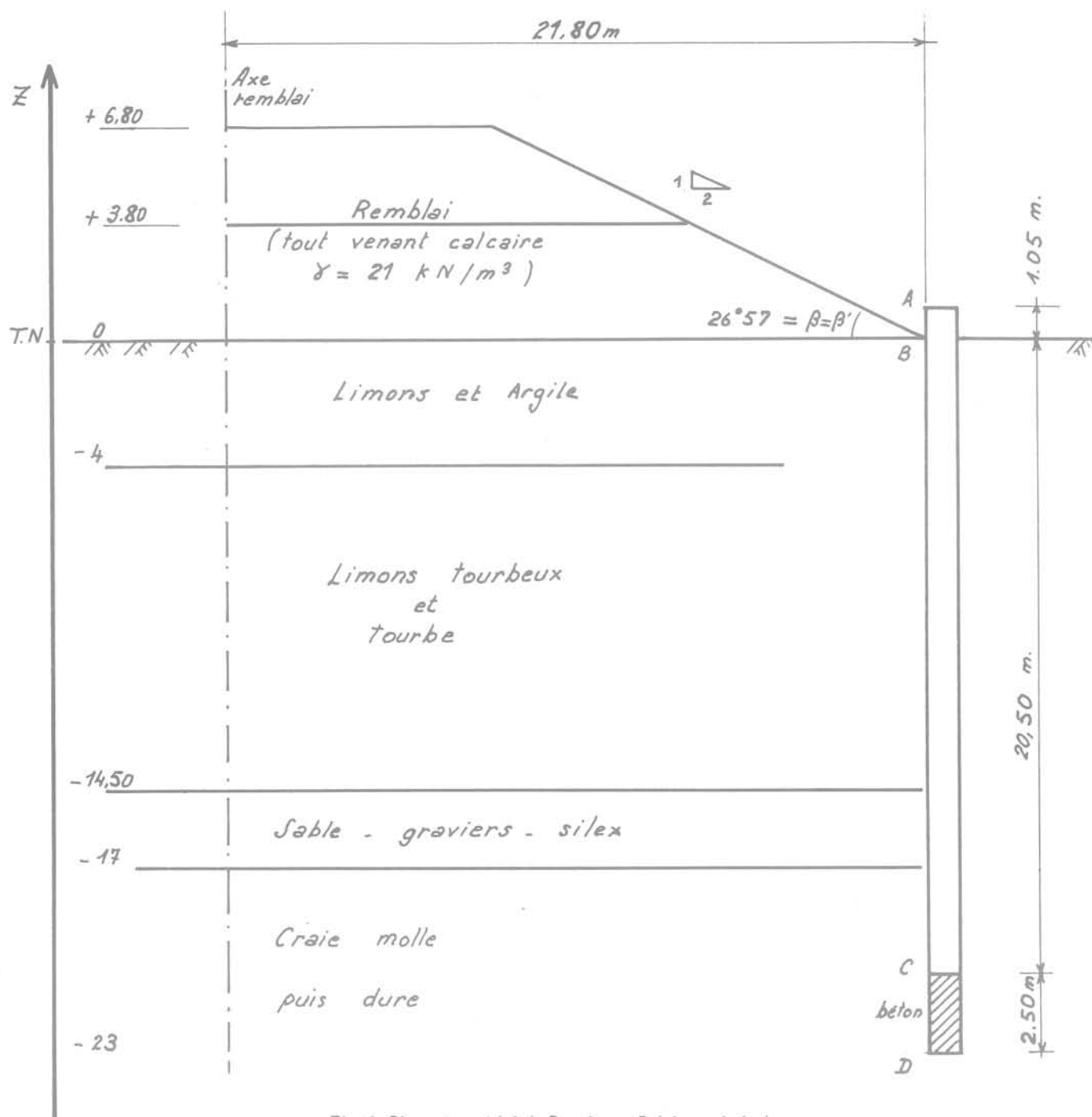


Fig. 1 Pieu et remblai de Provins — Schéma général

Parmi les essais pressiométriques effectués, on a retenu, pour l'interprétation, les essais suivants :

- essai au pressiomètre Menard, P_1 , réalisé à 5 m de l'axe du pieu (fig. 2);
- essai au pressiomètre autoforeur (P.A.F.) réalisé dans la zone d'essai, jusqu'à 13 m de profondeur, conformément aux règles actuelles de l'essai au P.A.F. Les résultats de cet essai effectué a posteriori (1977) sont donnés dans le tableau n° 4.

1.2 Le déroulement de l'expérience

L'expérimentation a comporté 4 phases principales :

- phase 0 (avril 1974).

Réalisation d'un essai de chargement horizontal en tête. La charge est appliquée par paliers de 20 kN maintenus 1 heure, jusqu'à 120 kN, puis le pieu est déchargé par paliers de 20 kN maintenus une demi-heure.

- phase 1 (1^{er} juin-18 juillet 1974).

Montée progressive du remblai jusqu'à 3,80 m.

- phase 2 (18 juillet-30 juillet 1974).

Achèvement du remblaiement jusqu'à une hauteur de 6,80 m.

- phase 3 (30 juillet-29 octobre 1974).

Phase de consolidation du sous-sol, le remblai restant à 6,80 m. A la fin de cette phase, le tassement dans l'axe du remblai atteint 1,72 m.

1.3 Le dispositif expérimental (fig. 3)

Le pieu visitable est constitué de 2 viroles en acier de 0,926 m de diamètre et de 12 m de longueur soudées bout à bout. Il a été mis en place dans le sol, 5 mois avant la phase 0, par vibrofonçage, en s'assurant que le sol remontait bien à l'intérieur et n'était pas refoulé. Une fois en place, il a été procédé au curage, coulage

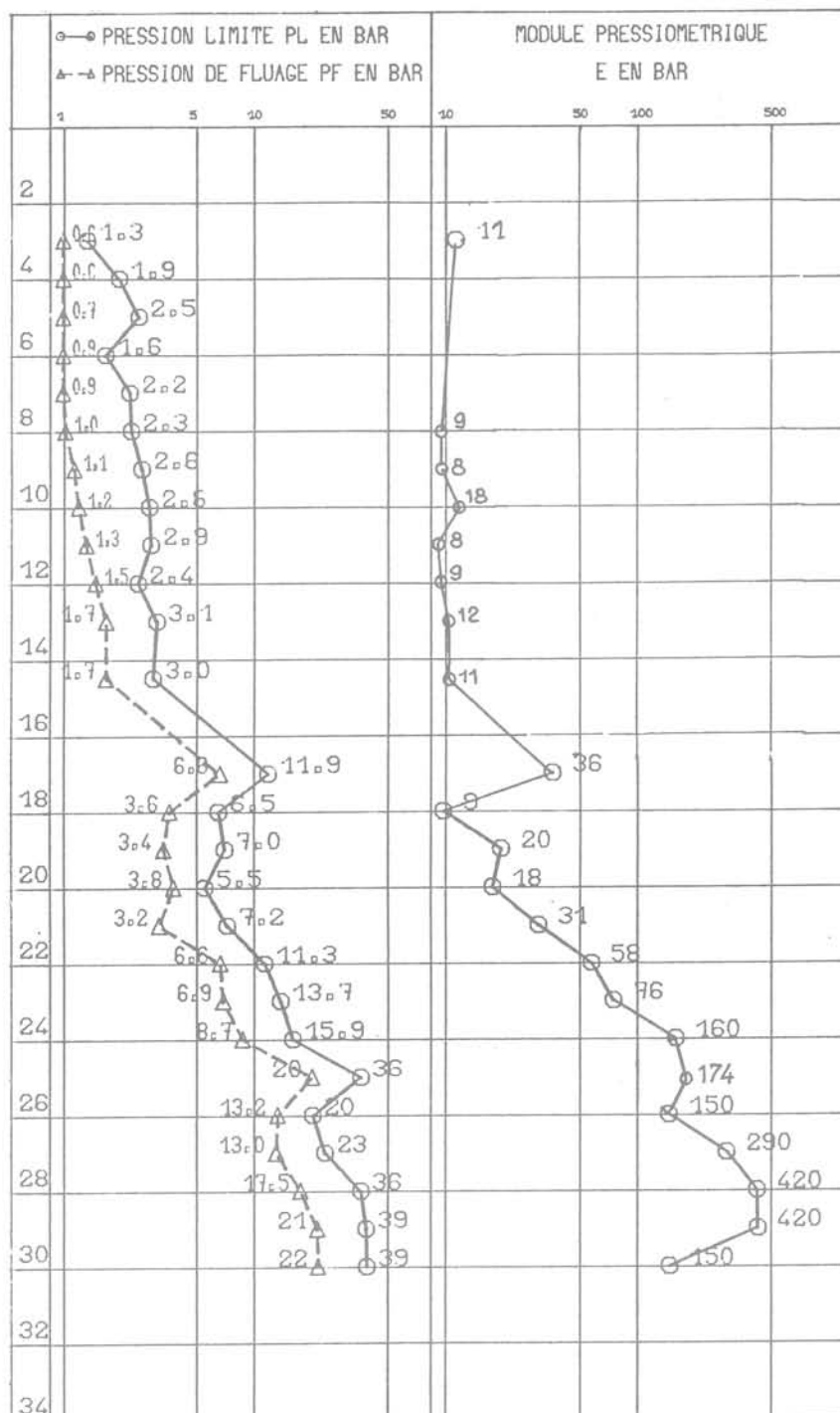


Fig. 2 Sondage pressiométrique P1

sous l'eau d'un bouchon de béton armé de 2,50 m d'épaisseur à la base, épuisement par pompage, puis soudage d'une plaque d'acier de 15 mm au-dessus du bouchon de béton. Ses caractéristiques moyennes sont données dans le tableau n° 2.

Mesures des efforts dans le pieu

Les efforts dans le pieu (moments fléchissants) sont déterminés à partir des mesures d'élongation sur le pieu lui-même. Pour ces mesures, on a utilisé deux types d'appareillage.

1 Les jauges à fils résistants qui donnent des déformations quasiment ponctuelles : 50 jauges ont été mises en place sur le pieu.

Tableau n° 2
Caractéristiques moyennes du pieu

Diamètre extérieur	B = 0,926 m
Épaisseur d'acier	e = 0,015 m
Section d'acier	s = 0,0429 m ²
Moment d'inertie	I = 4,45 · 10 ⁻³ m ⁴
Module d'Young de l'acier	E = 2 · 10 ⁸ kPa
	EI = 8,9 · 10 ⁵ · kN × m ²

2 L'extensomètre L. P. C. utilisé pour pallier l'inconvénient de la dérive possible des jauges avec le temps. Cet appareil (fig. 4) a été mis au point au L. C. P. C. pour la mesure des déformations sur les ouvrages d'art [4].

Comme il s'agit d'un système moins classique que les jauges, il est intéressant d'en donner une description sommaire. Sur la fibre métallique dont on veut mesurer l'élongation, sont soudées 2 pastilles portant chacune un plot cylindro-conique (fig. 5). Ces 2 plots reçoivent l'appareil de mesures. La distance entre les plots est fixée initialement à environ 200 mm (cette distance peut être ajustée en place par rotation de l'un des plots autour de son axe excentré).

L'appareil de mesures proprement dit est constitué par un parallélogramme déformable en métal invar dont deux des côtés sont formés de lames élastiques, les deux autres côtés (A et B, fig. 4) venant s'appliquer au moment de la mesure, sur les deux plots fixés sur la structure à tester, par l'intermédiaire de réservations coniques pratiquées dans chacun d'eux.

Le déplacement de la partie A, par rapport à la partie B, mesuré par un capteur électrique précis, donne la variation de distance entre les 2 plots soudés sur la structure.

Pour éliminer les dérives de la chaîne de mesure et du capteur avec les variations de température, on procède par différence entre la mesure sur les plots placés sur le pieu et ceux placés sur un barreau de silice témoin, peu sensible à la température.

Par contre, on corrige les erreurs dues à la courbure du pieu par flexion et aux élongations thermiques parasites.

Mesures des déplacements horizontaux

Les déplacements libres du sol $g(z)$ (déplacements non influencés par le pieu) ont été mesurés à l'aide de l'inclinomètre L. P. C. modèle 1970 (sonde à pendule

avec capteur angulaire descendu dans des tubes de section carrée). Sur 3 tubes préalablement mis en place, (l_1 , l_2 , l_4 , fig. 3), seul le tube l_4 a permis de faire des mesures jusqu'à la fin des expérimentations.

En fait, on s'est aperçu que les mesures effectuées pouvaient être entachées d'erreurs importantes, dues en particulier :

- au vrillage du tube et au mauvais guidage de la sonde dans le tube (aspérités du tube; usure différentielle des roues de guidage, variation de l'effort d'application des roues contre le tubage...).
- à la sensibilité aux chocs du capteur angulaire et à la dérive de la chaîne de lecture.
- à un encastrement insuffisant du tube dans le substratum.

Les courbes obtenues étant manifestement erronées, il a fallu les corriger. Les corrections apportées sont décrites et discutées plus loin.

Pour l'essai de sollicitation horizontale, les déplacements en tête du pieu ont été mesurés par des comparateurs à partir d'une base dont la fixité était elle-même contrôlée.

Pour les autres phases de l'expérimentation, les déplacements horizontaux des têtes des inclinomètres et du pieu, ont été obtenus par triangulation à partir de trois bases fixes, la mesure étant faite à l'aide d'un théodolithe type T_3 .

Les déplacements horizontaux du pieu en profondeur ont été mesurés à l'aide d'un tube inclinométrique (l_3) solidaire de la paroi du pieu.

Mesure de la rotation en tête du pieu On a utilisé, pour cette mesure, un niveau à bulle et vis micrométrique précis solidaire de la tête du pieu. Malheureusement, la déformabilité thermique du support métallique de ce niveau a pu conduire à des erreurs non négligeables.

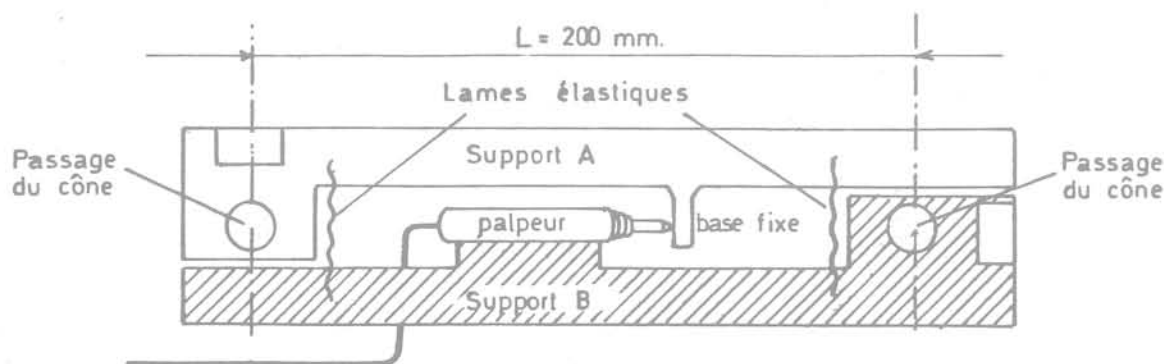


Fig. 4 Extensiomètre LPC



Fig. 5 Plots de mesure soudés sur le pieu

2 Exploitation des résultats des mesures

2.1 Principe du calcul des efforts dans le pieu à partir des mesures extensométriques

On part des mesures d'élongations $\varepsilon = \frac{\Delta \ell}{\ell}$ effectuées sur la fibre la plus tendue (ε_t) et sur la fibre la plus comprimée (ε_c) du pieu. Le moment fléchissant M_i au niveau i est donné par :

$$M_i = \frac{EI}{B} (\varepsilon_{c_i} - \varepsilon_{t_i})$$

où E est le module d'Young de l'acier, I le moment d'inertie transversal du pieu et B son diamètre. Si y est le déplacement du pieu, l'équation de sa flexion s'écrit :

$$y'' = \frac{M}{EI}$$

Par intégration jusqu'au niveau i (profondeur z_i) considéré et calage sur la rotation y'_0 mesurée en tête, on a :

$$y'_i = y'_0 + \int_0^{z_i} \frac{M}{EI} dz.$$

Une nouvelle intégration avec calage sur le déplacement y_0 mesuré en tête donne le déplacement au niveau i :

$$y_i = y_0 + \int_0^{z_i} y'_i dz.$$

Par ailleurs, l'effort tranchant est donné par :

$$T = \frac{dM}{dz}$$

et la réaction du sol sur une tranche horizontale d'épaisseur dz est :

$$dT = -Pdz.$$

On peut en déduire la réaction globale unitaire p [5] (valeur moyenne rapportée à la largeur du pieu) :

$$p = \frac{P}{B} = -\frac{1}{B} \frac{d^2M}{dz^2} \quad (B : \text{diamètre du pieu}).$$

On a donc la réaction du sol au niveau i en dérivant 2 fois la courbe des moments fléchissants à ce niveau. La méthode utilisée constitue la généralisation, à un pas de mesures variable, de la méthode de Matlock [5] [6] pour un pas de mesures constant.

Le principe consiste à accorder une valeur statistique (et non une valeur absolue) aux mesures expérimentales. On suppose que, localement, la courbe des moments est une cubique (fig. 6).

On détermine la cubique la plus probable (méthode des moindres carrés) pour un groupe de N points expérimentaux ($N \geq 5$). Soit (C_i) cette cubique. On considère le point central du groupe de points (niveau i) et l'on montre que l'erreur faite en prenant la cubique la plus probable est minimale en ce point.

A ce niveau, on a 2 valeurs du moment fléchissant :

— valeur expérimentale : $(M_i)_e$.

— valeur « lissée » : $(M_i)_l$.

La cubique dérivée localement permettra d'avoir au niveau i :

— l'effort tranchant : $T_i = \left(\frac{dM}{dz} \right)_i$,

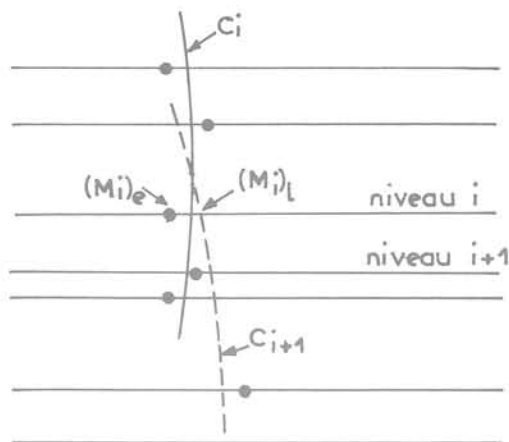


Fig. 6 Détermination des cubiques locales correspondant à la courbe des moments

— la réaction du sol : $p_i B = P_i = -\left(\frac{d^2M}{dz^2} \right)_i$

On passe ensuite au niveau $(i+1)$ et l'on cherche la cubique (C_{i+1}) la plus probable pour les N points entourant le niveau $(i+1)$. On en tire de la même façon $(M_{i+1})_e$, T_{i+1} , P_{i+1} , etc.

Dans le programme d'exploitation mis au point, on a retenu $N = 5$ et l'on tient compte de la valeur des efforts en tête T_0 et M_0 qui sont connus. C'est ainsi qu'on a obtenu pour les 4 phases d'essais considérées, les courbes donnant, en fonction de z , les grandeurs M , T , P (ou p), y' , y .

2.2 Comparaison des mesures d'élongation aux jauges à fils résistants et à l'extensomètre L. P. C.

Les jauges et les extensomètres sont placés, sur les mêmes génératrices verticales, mais alternativement avec un pas de 1 m, la distance d'une jauge à l'extensomètre voisin étant donc de 0,50 m. Par ailleurs, les élongations sont mesurées sur des longueurs différentes : 2 cm pour les jauges et 20 cm pour les extensomètres. Pour faire des comparaisons à un niveau, on doit faire une interpolation linéaire sur les mesures voisines sur l'un des 2 types d'appareil. Il faut donc se placer en des zones où les réponses varient à peu près linéairement avec la profondeur. On a choisi deux niveaux où ce critère était à peu près respecté soit à -3,65 m et à -12,15 m par rapport au terrain naturel.

Les comparaisons sont données sur les figures 7 et 8.

Pour le 1^{er} niveau (fig. 7), on compare, pour la fibre tendue et pour la fibre comprimée, l'élongation donnée par un extensomètre à la moyenne des réponses des jauges voisines. On fait l'inverse pour le 2^e niveau (fig. 8). On compare également les différences des réponses des deux types d'appareil, entre la fibre tendue et la fibre comprimée, le moment fléchissant étant proportionnel à ces différences.

De cette comparaison qui avait pour but de vérifier une éventuelle dérive des jauges pendant la durée des mesures (6 mois environ), la référence étant la mesure à l'extensomètre L. P. C., on peut tirer globalement les conclusions suivantes :

1) Sur l'intervalle de temps considéré, il n'apparaît pas de dérive des jauges.

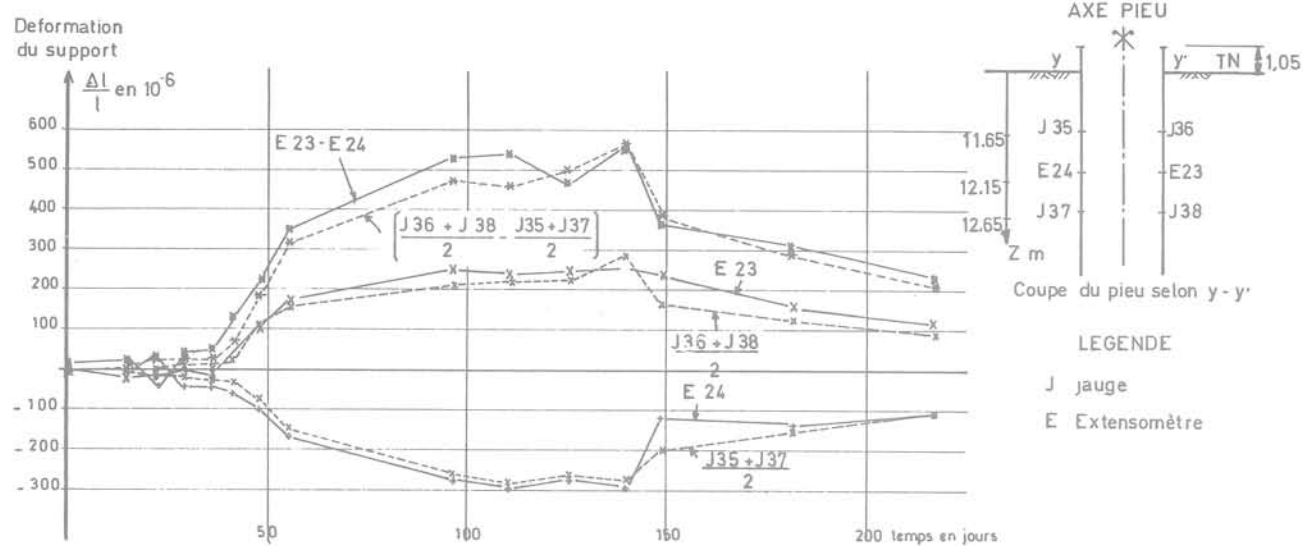


Fig. 7 Comparaison entre les jauges et les extensomètres. Niveau : 12,15 m/TN

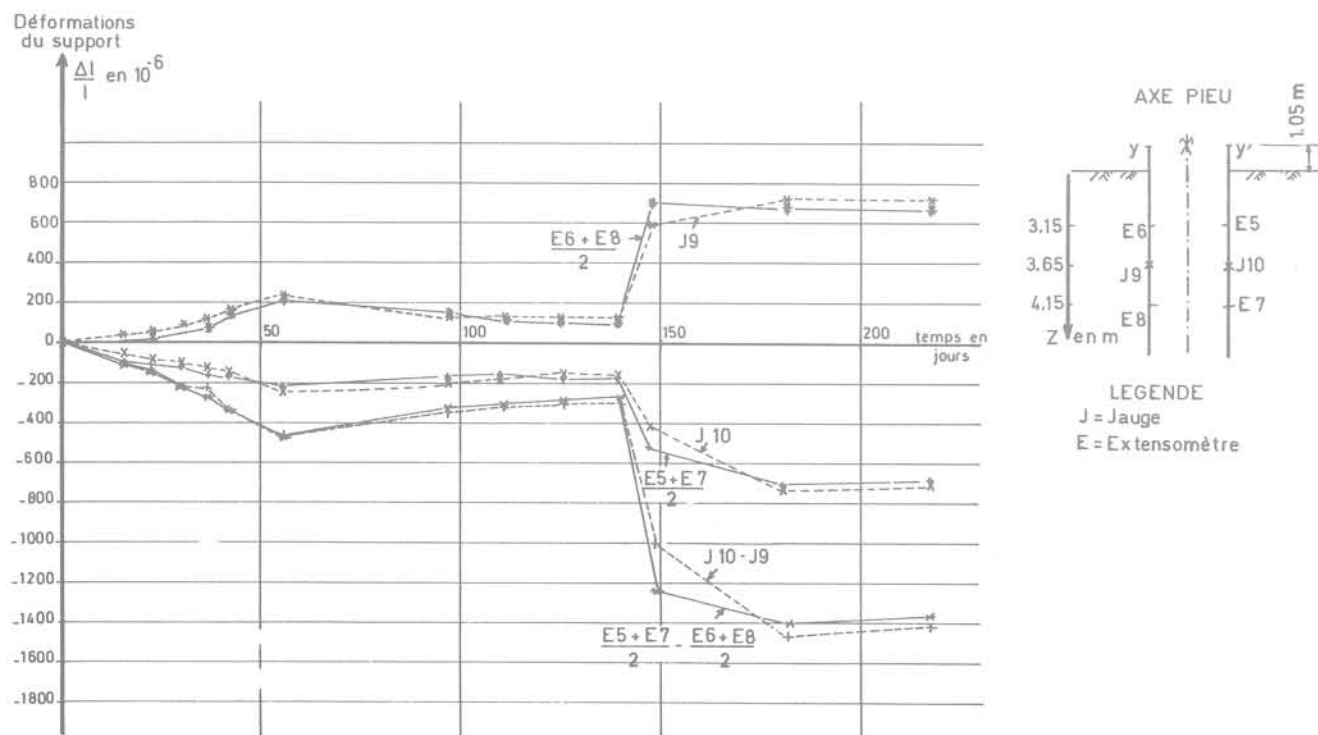


Fig. 8 Comparaison entre les jauges et les extensomètres. Niveau : 3,65 m/TN

2) On note cependant un écart qui n'est pas toujours dans le même sens entre la réponse des jauges et celle des extensomètres : elle peut s'expliquer par la différence de longueur des bases de mesures (rapport de 1 à 10). En général, cet écart reste inférieur à $50 \cdot 10^{-6}$. Toutefois, l'écart peut se cumuler sur les fibres tendues et comprimées et conduire à un écart sur le moment fléchissant de l'ordre de $100 \text{ kN} \times \text{m}$ et ceci, quelle que soit la valeur de ce moment. L'écart relatif possible, important pour les faibles valeurs du moment, décroît donc lorsque le moment fléchissant augmente et se situe à peu près à $\pm 7 \%$ pour les moments maximaux mesurés (de l'ordre de $1500 \text{ kN} \times \text{m}$).

2.3 Mesures inclinométriques

Pour les raisons indiquées plus haut, les erreurs sur les mesures inclinométriques ont été très importantes. Les déformées retenues pour les comparaisons avec les calculs, ont été obtenues :

1) pour le pieu par double intégration des courbes des moments et calage sur la rotation et le déplacement mesurés en tête, soit $y(z)$.

2) pour le sol « libre », (déplacement du sol, en l'absence du pieu, ou loin du pieu, soit $g(z)$) par correction des courbes inclinométriques brutes par la méthode expliquée ci-après :

Les déplacements en tête (mesures topométriques) sont supposés corrects. Par ailleurs, on détermine sur les courbes donnant la pression moyenne sur le pieu (obtenues par double dérivation des courbes de moments) les points de pression nulle. Pour les phases de chargement du pieu par le remblai, il y a deux points de pression nulle (fig. 9) correspondant à $y = g$. Comme on connaît le déplacement y du pieu (intégration de Ely''), on en tire g en ces points. On déduit la déformée du sol libre corrigée, de la courbe inclinométrique brute par une affinité dont le rapport est déterminé à partir de la moyenne des rapports $g_{\text{réel}}/g_{\text{brut}}$ aux points de pression nulle. Cette méthode d'interprétation, en soi fort discutable, aboutit à des déformées dont l'allure est vraisemblable et pourra être comparée à celle déduite de la méthode de prévision des déformées du sol libre présentée plus loin.

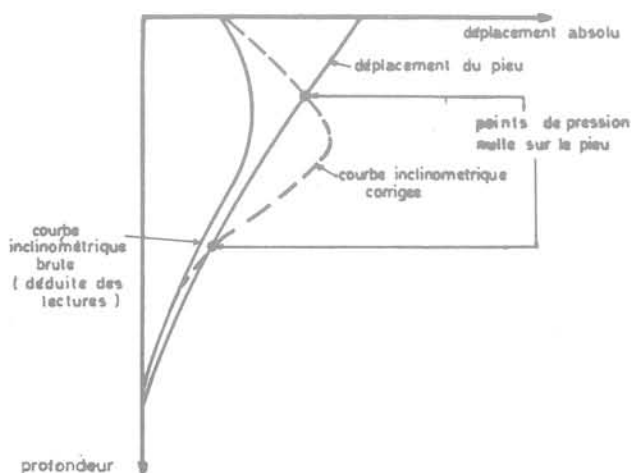


Fig. 9 Corrections des courbes inclinométriques

3 Efforts et déplacements : comparaison entre les résultats des mesures et les prévisions du calcul

3.1 Principe de la méthode de calcul

On rappelle succinctement le principe de cette méthode qui a déjà fait l'objet de plusieurs publications [1], [2], [7], [8], [9]. La notion de module de réaction utilisée pour l'étude théorique des pieux soumis à des efforts de flexion en tête [5], est étendue au cas des pieux subissant l'action du déplacement latéral du sol de fondation sous un remblai, en prenant en compte la différence $\Delta y = y - g$ entre le déplacement du pieu y et le déplacement libre du sol g au lieu du déplacement y . L'équation d'équilibre des pressions s'écrit :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s(z, \Delta y) \cdot \Delta y = 0.$$

Dans cette équation, E_s , module horizontal du sol, est donné par les pentes des sécantes de la courbe de réaction à la cote considérée (fig. 10). (Sur la figure, p représente la pression moyenne sur le pieu et B le diamètre du pieu).

Le problème est résolu numériquement (programme PILATE des L. P. C.) à partir d'une solution analytique pour chaque couche de sol dans laquelle on peut considérer la loi de réaction comme unique et où l'on peut exprimer la fonction $g(z)$ par un polynôme de degré inférieur ou égal à 3. La continuité aux intercouches ainsi que les conditions aux limites en tête et en pointe permettent de calculer les constantes d'intégration. La non-linéarité de la loi de réaction nécessite un processus itératif.

La prévision des déplacements libres du sol $g(z)$ et le choix des courbes de réaction sont les deux problèmes principaux qui se posent pour l'application de la méthode. Ils sont examinés ci-après.

Notons que dans le cas du pieu sollicité horizontalement en tête, sans chargement du sol par un remblai, la formulation est la même, avec $g(z) \equiv 0$ donc $\Delta y \equiv y$.

3.2 Hypothèses de calculs pour le remblai de Provins

Le schéma général de calcul est donné sur la figure 1.

Déformée libre du sol ($g(z)$)

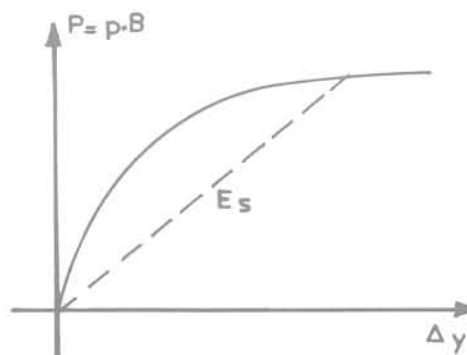


Fig. 10 Courbe de réaction

Elle est déterminée par la méthode récemment proposée [2], [10], [11]. Rappelons brièvement cette méthode pour laquelle les notations sont données (fig. 11).

L'équation de la déformée libre en coordonnées réduites :

$$G = g/g_{\max}, \quad Z = z/D$$

est donnée par :

$$G = 1,83Z^3 - 4,69Z^2 + 2,13Z + 0,73$$

Connaissant $g_{\max}$, on peut déterminer $g(z)$. Au temps t , $g_{\max}$ est donné par :

$$g_{\max, t} = g_{\max, 0} + 0,16(s_t - s_0)$$

$g_{\max, 0}$ est le déplacement latéral maximal en fin de construction, s_0 et s_t , les tassements sous l'axe du remblai respectivement en fin de construction et au temps t .

On a $g_{\max, 0} = \lambda \cdot D$, λ étant déterminé à partir de l'abaque de la figure 12, où :

— $f = \frac{(\pi + 2) \bar{c}_u}{\gamma_r H}$ est un paramètre de charge, et

— $m = \frac{1 + \sin^2 \beta}{\sin \beta'}$, un paramètre géométrique.

Notons que $\bar{c}_u$ est la cohésion moyenne dans la couche molle.

Application au remblai de Provins

Les calculs sont effectués pour les phases 1, 2 et 3 définies plus haut.

phase 1 : $18 \cdot 07 \cdot 74$, $t = 48$ jours (fin de construction à 3,80 m);

phase 2 : $30 \cdot 07 \cdot 74$, $t = 60$ jours (fin de construction à 6,80 m);

phase 3 : $29 \cdot 10 \cdot 74$, $t = 151$ jours (remblai toujours à 6,80 m après consolidation partielle du sol de fondation).

La moyenne calculée sur 50 mesures de cohésion au scissomètre entre 0 et 14,50 m donne :

$\bar{c}_u = 48$ kPa. (On suppose qu'il n'y a aucune variation de $\bar{c}_u$ entre 0 et 60 jours.)

On a $\gamma_r = 20$ kN/m³, $D = 14,50$ m, $m = 2,68$.

Pour $t = 48$ jours

$$f = 3,25 \text{ conduit à } \lambda = 0,33$$

$$\text{d'où } g_{\max, 0} = 4,8 \text{ cm}$$

Pour $t = 60$ jours

$$f = 1,81 \text{ conduit à } \lambda = 1,13$$

$$\text{d'où } g_{\max, 0} = 16,4 \text{ cm.}$$

Pour $t = 151$ jours ($H = 6,80$ m)

$$g_{\max, 151} = g_{\max, 60} + 0,16(s_{151} - s_{60})$$

Les mesures de tassement ont donné :

$$s_{151} = 172 \text{ cm}$$

$$s_{60} = 90 \text{ cm}$$

donc $g_{\max, 151} = 16,4 + 0,16(172 - 90) = 29,5$ cm.

L'équation de $g(z)$ est alors :

Phase 1 (48 jours) :

$$g_1 = 0,00003z^3 - 0,00107z^2 + 0,00706z + 0,0350$$

Phase 2 (60 jours) :

$$g_2 = 0,00010z^3 - 0,00366z^2 + 0,02412z + 0,1197$$

Phase 3 (151 jours) :

$$g_3 = 0,00018z^3 - 0,00658z^2 + 0,04340z + 0,2153$$

Les courbes $g(z)$ sont données sur la figure 13 où l'on a reporté également les déformées libres du sol déduites des mesures inclinométriques corrigées effectuées aux mêmes dates.

Choix des lois de réaction $P = f(\Delta y)$.

Trois types de lois de réaction ont été utilisées. Elles seront dénommées par la suite loi A, loi B, loi C.

Tableau n° 3
Données des lois de réaction A (Ménard) pour les différentes couches de sol.

Couches	P_f kPa	E_M kPa	α	E_s kPa	$p_f \cdot B$ kN/m	$(y - g)_f$ en 10^{-3} m	$p_i \cdot B$ kN/m	$(y - g)_i$ en 10^{-3} m	
0 - 4 m (1)	60	160	1100	0,5	2937	55,6	18,9	148,2	82,0
-4 à -14,50 (2)	120	250	1070	1	1416	111,1	78,5	231,5	248,5
-14,50 à -17,5	660	1190	3600	0,25	14608	611,2	41,8	1101,9	109,0
-17,50 à -18,50	360	650	900	0,66	1877	333,4	177,0	601,9	463,7
-18,50 à -20,50	360	625	1900	0,66	3963	333,4	84,1	578,7	207,9
-20,50 à -21,50	320	720	3100	0,66	6467	296,3	45,8	666,7	160,4
-21,50 à -23,00	675	1250	6700	0,66	13977	625,0	44,7	1157,5	120,9

(1) divisée en 3 sous-couches 0 - 1 m, 1 - 2,50 m, 2,50 - 4 m, avec la même loi de réaction.

(2) divisée en 5 sous-couches 4 - 6 - 8 - 10 - 12 - 14,50 m avec la même loi de réaction.

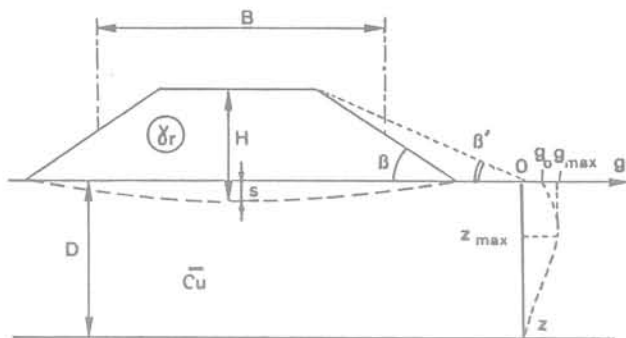


Fig. 11 Définition des paramètres utilisés pour la prévision de la déformée du sol libre

Loi A. La courbe de réaction est tracée à partir du module du sol E_s déduit d'un essai pressiométrique normal (essai Ménard).

Les résultats de l'essai P_1 utilisé (pression limite p_l , module pressiométrique standard E_M) sont donnés sur la figure 2. On en tire pour chaque couche la loi de réaction à 3 pentes préconisée par Ménard (fig. 14).

On a découpé le sol en couches à peu près homogènes et les coordonnées des points de la courbe de réaction titrés des valeurs moyennes de γ_r , p_l , E_s sont données dans le tableau n° 3, E_s étant calculé par la formule

$$E_s = E_M \frac{18}{4 \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \frac{B_0}{B} + 3\alpha}$$

dans laquelle $B_0 = 0,60$ m et α est le coefficient caractérisant le type de sol.

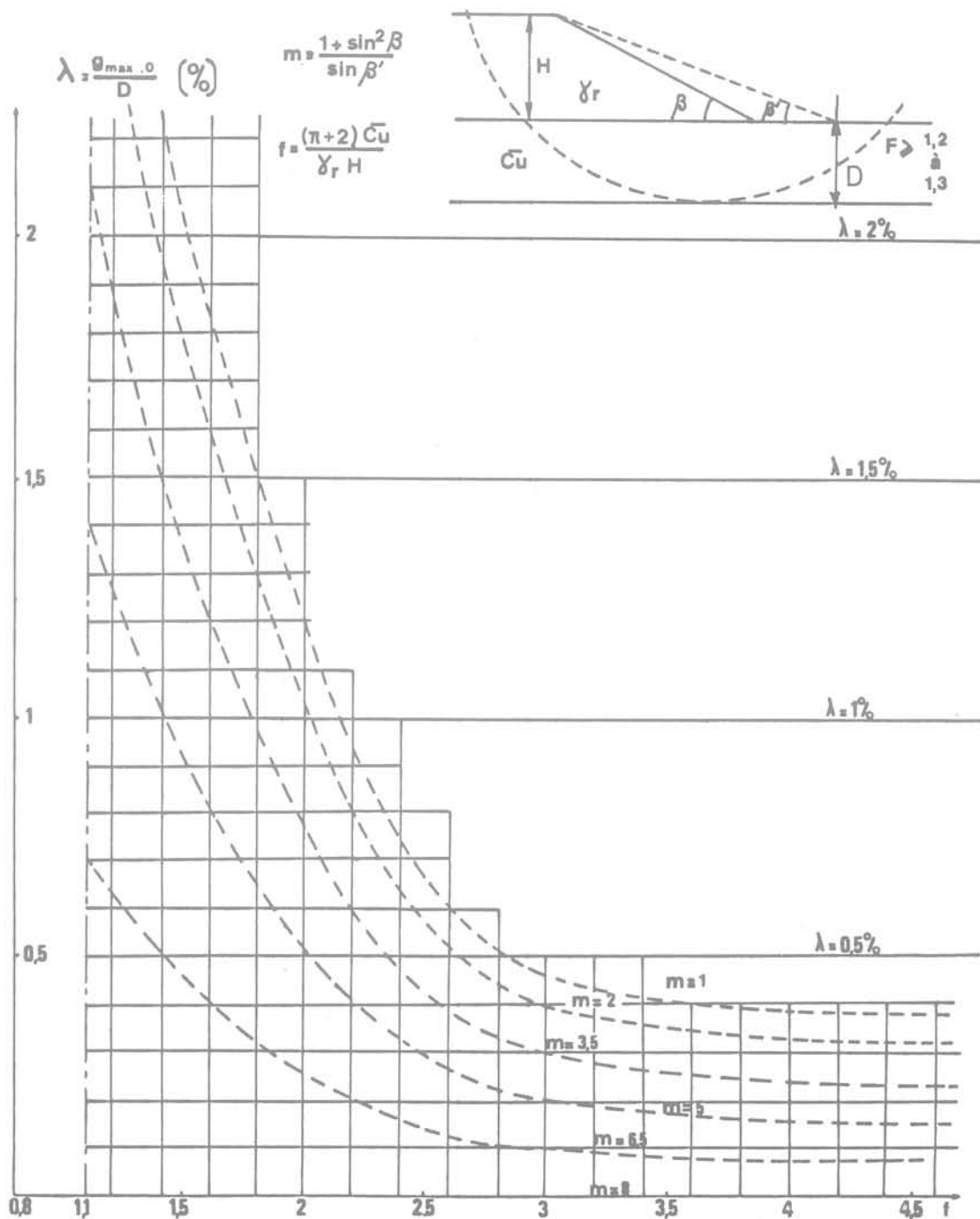


Fig. 12 Abaque de détermination de $\lambda = g_{max,0} / d$ en fonction de m et f

Loi B. La courbe de réaction est tracée à partir du module du sol E_s déduit d'un essai au pressiomètre autoforeur.

L'essai au pressiomètre autoforeur (P. A. F.) (essai de référence : déformation volumique $\Delta V/V_0$ de 2 % par minute) effectué après l'expérience, à proximité du pieu, a donné les résultats fournis au tableau n° 4 dans lequel β est le coefficient d'identification des sols, p_0 , p_2 , p_5 et p_{20} les pressions à 0,2, 5 et 20 % de déformation volumique, G_{p_2} et G_{p_5} les modules de cisaillement sécants à 2 et 5 % de déformation..

Par analogie avec la méthode proposée par Ménard, et à partir de la formule permettant de déterminer les tassements en se basant sur les résultats de l'essai P. A. F., on tire la formule donnant le module du sol :

$$E_s = \frac{10}{2 \frac{B_0}{B} \frac{1}{G_{p_2}} \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^{1-\beta} + \frac{1,5}{G_{p_5}}}$$

On retient comme loi de réaction dans chaque couche, une courbe à 3 pentes du type de celle qui est donnée sur la figure 15.

Les coordonnées des points de cette courbe, pour chaque couche à peu près homogène retenue, et tirées des caractéristiques moyennes de cette couche, sont données dans le tableau n° 5. Les couches épaisses ont été divisées en plusieurs sous-couches de même courbe de réaction, pour le calcul. Dans ce tableau, on a :

$$p_{20}^* = p_{20} - p_0.$$

Phase	date	courbe
①	18. 07. 74	g1. Ex1
②	30. 07. 74	g2. Ex2
③	29. 10. 74	g3. Ex3

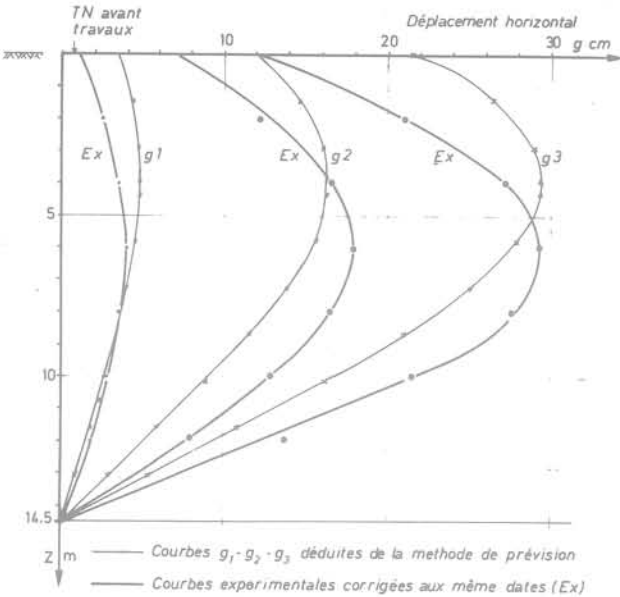
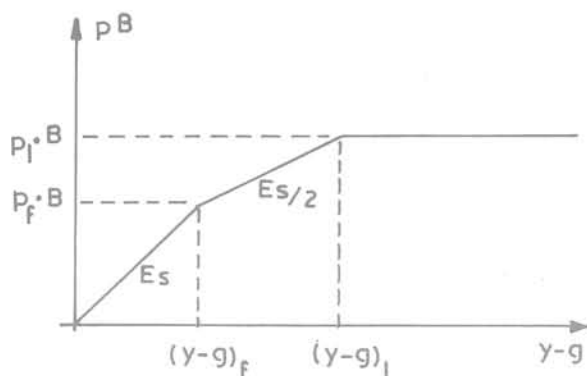


Fig. 13 Déplacement horizontal du sol

Tableau 4 Essai au PAF

profondeur % au T. N.	$\beta = \frac{p_{20} - p_5}{p_{20} - p_0}$	p_{20}	p_5	p_2	p_0	G_{p_5}	G_{p_2}	E_s
			kPa			kPa		kPa
0,50 m	0,51	200	104	64	11	1870	2660	5638
1,50	0,40	158	103	74	20	1670	2710	4971
2,50	0,35	181	128	98	30	1950	3380	5790
3,50	0,48	183	120	90	53	1350	1900	3953
4,50	0,47	171	117	87	56	1210	1530	3304
5,50	0,44	196	140	106	69	1430	1900	3922
6,50	0,45	183	138	113	82	1110	1560	3171
7,50	0,43	207	156	125	89	1330	1800	3657
8,50	0,42	216	166	134	96	1390	1900	3812
9,50	0,45	237	194	173	142	1030	1530	3036
10,50	0,39	216	176	152	113	1250	1950	3611
11,50	0,40	260	206	170	125	1620	2260	4423
12,50	0,45	286	220	182	138	1630	2180	4525
13,50	0,28	307	261	228	143	2350	4240	6753



$$(y-g)_f = \frac{p_f B}{E_s}$$

$$(y-g)_l = \frac{B}{E_s} (2 p_l - p_f)$$

Fig. 14 Loi de réaction d'après Ménard : loi A

L'essai au P. A. F. n'ayant pas été poursuivi au-delà de 13,50 m, pour les couches de graviers puis de craie entre 14,50 m et 23 m, on a retenu les courbes de réaction données au tableau n° 3 et tirées de l'essai au pressiomètre normal.

Loi C. La courbe d'expansion au P. A. F. est utilisée comme loi de réaction.

On a utilisé le même essai que pour la loi B.

Conformément aux plus récentes recommandations concernant les applications de l'autoforage [12], on a pris comme courbe de réaction :

- pour l'essai de sollicitation horizontale en tête (chargement rapide), la courbe $P, \Delta y$ déduite de la courbe d'expansion au P. A. F. $(p, \frac{\Delta V}{V_0})$ par le changement de variable :

$$P = (p - p_0) B \quad (\text{Loi } C_1)$$

$$\Delta y = \frac{B}{4} \frac{\Delta V}{V_0}$$

- pour le chargement par le remblai (chargement permanent), une loi semblable, mais pour laquelle, par rapport à la loi C_1 , les déplacements sont doublés pour une pression donnée (Loi C_2) (fig. 16).

Pour les graviers et la craie (14,50 m à 23 m), on a ici encore utilisé les lois de réaction A tirées de l'essai « Ménard » (tableau n° 3).

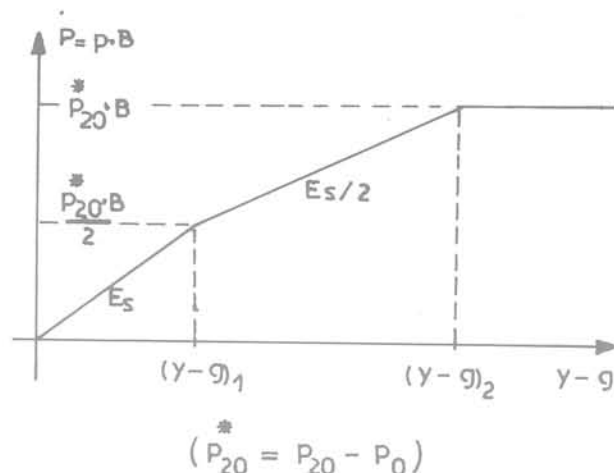


Fig. 15 Loi de réaction d'après Ménard : loi B

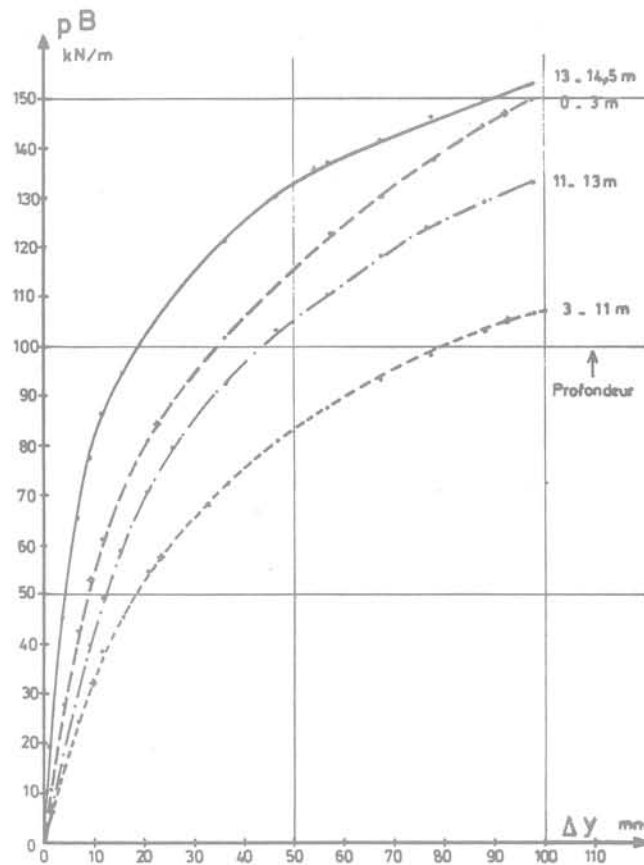


Fig. 16 Courbes de réaction issues des courbes d'expansion au PAF (déplacement doublé) : loi C_2

Tableau n° 5

Données des lois de réaction B (issues de l'essai au P. A. F.) pour les différentes couches de sol

Couches de sol	$\bar{E}_s$ kPa	$\bar{p}_{20}^* \cdot B$ kN/m	$(y-g)_2$ 10^{-3} m	$\frac{1}{2 \bar{p}_{20}^* \cdot B}$ kN/m	$(y-g)_1$ 10^{-3} m
0 à 3 m (avec 2 sous-couches)	5 466	147,54	40,50	73,77	13,50
3 à 11 m (avec 4 sous-couches)	3 558	105,22	44,57	52,61	14,79
11 à 13 m	4 474	131,03	43,92	65,52	14,64
13 à 14,50 m	6 753	151,86	33,72	75,93	11,24

Hypothèses particulières

Conditions en tête et en pointe

En tête ($z = 0$), le pieu est libre, avec un moment M_0 nul et un effort tranchant T_0 nul dans le cas du chargement par le remblai, et T_0 égal à 120 kN et $M_0 = 24 \text{ kN} \cdot \text{m}$ pour l'essai de sollicitation horizontale avant mise en place du remblai.

En pointe ($z = 23 \text{ m}$), les conditions ont été figurées par une longueur fictive supplémentaire du pieu de $0,3B = 0,30 \text{ m}$ dans la dernière couche, le pieu ainsi allongé étant considéré comme libre en pointe avec $M_P = T_P = 0$.

Diminution de la réaction pour les couches proches de la surface

Si z_c représente la profondeur critique pour le pieu, les lois de réaction pour $z < z_c$ sont modifiées de la façon suivante : pour un déplacement Δy donné, la pression est affectée d'un coefficient minorateur égal à $(1 + z/z_c)/2$.

On a pris ici $z_c = 2B \approx 2 \text{ m}$.

3.3 Comparaison entre les résultats des mesures et les prévisions du calcul

Pieu libre avec efforts nuls en tête ($T_0 = M_0 = 0$)
Chargement par le remblai (Phases 1, 2, 3)

Examen des courbes de Moments fléchissants et déplacements

Les figures 17 à 22 donnent, pour chacune des phases, 4 courbes et ceci pour les moments et déplacements du pieu.

(M) : courbe déduite des mesures.

(A), (B), (C_2) : courbes calculées avec respectivement :

(A) : loi de réaction A

(B) : loi de réaction B

(C_2) : loi de réaction C_2 .

L'examen de ces courbes conduit aux constatations globales suivantes :

- Les valeurs maximales des moments se situent sensiblement aux mêmes cotes pour les calculs et pour les mesures : milieu de la couche molle et niveau du substratum. Qualitativement, les courbes de moments et de déplacements observées sont tout à fait semblables aux courbes données par les calculs.

- Les moments calculés sont trop faibles en tête (surtout aux faibles charges) et toujours trop forts en pied (tableau n° 6).

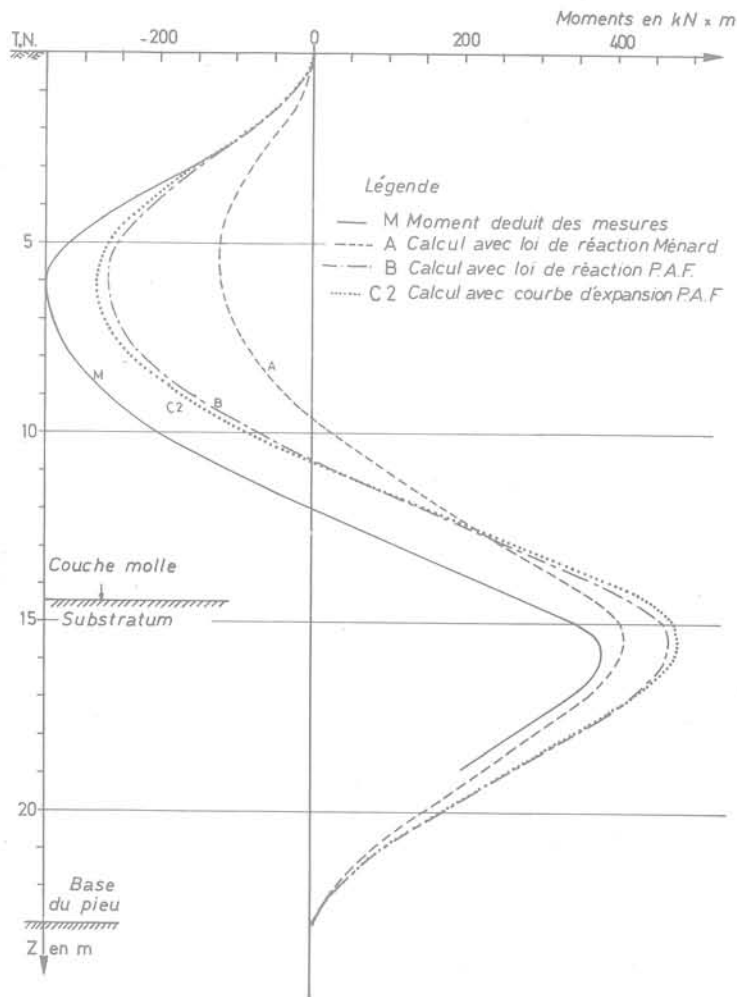


Fig. 17 Moments dans le pieu au 18.07.74, phase 1

Tableau 6
Rapport $\frac{\text{Moment maximal calculé}}{\text{Moment maximal mesuré}}$

		Calcul loi A*	Calcul loi B*	Calcul loi C_2 *
Maximum couche molle	Phase 1	0,35	0,76	0,81
	Phase 2	0,46	0,93	0,76
	Phase 3	0,93	1,35	1,10
Moment d'encastrement	Phase 1	1,08	1,23	1,25
	Phase 2	1,30	1,46	1,43
	Phase 3	1,52	1,63	1,58

* au-delà de 14,50 m, c'est la loi A qui a été appliquée dans les 3 cas.

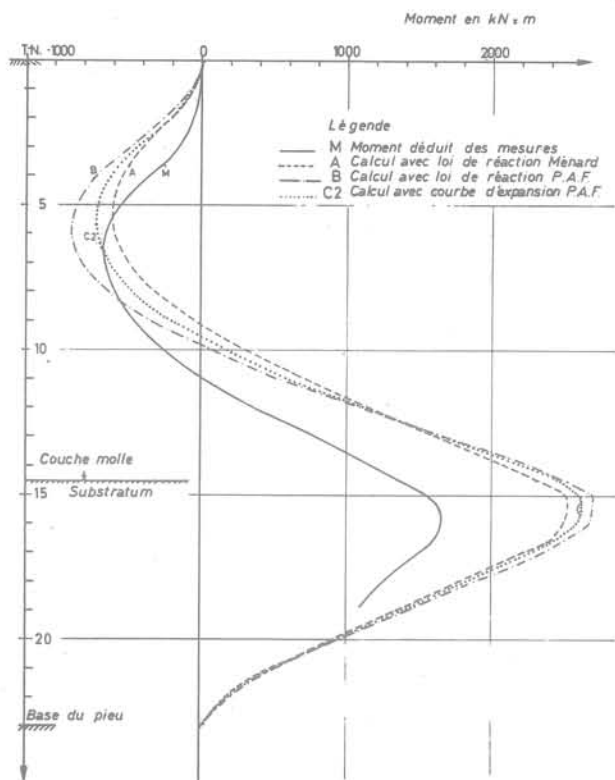


Fig. 18 Moments dans le pieu au 30.07.74, phase 2

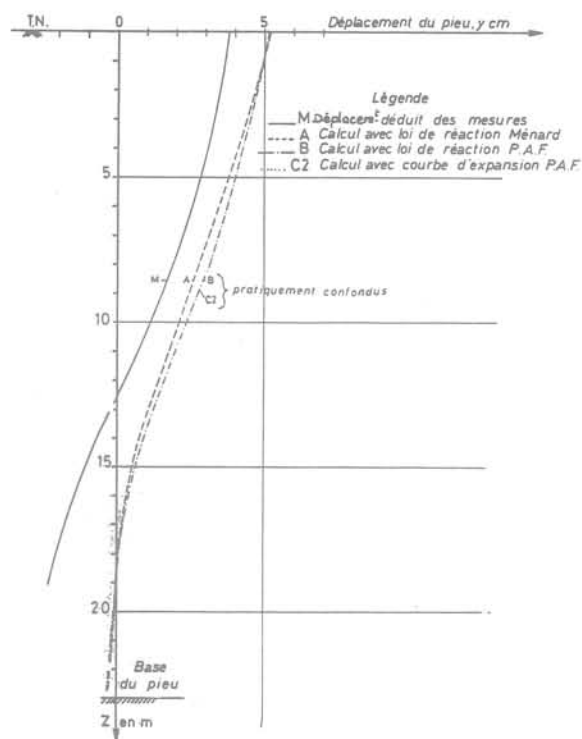


Fig. 20 Déplacements du pieu au 18.7.74

M courbe déduite des mesures
 A calcul avec la loi de réaction Ménard
 B calcul avec la loi de réaction PAF
 C₁ calcul avec courbe d'expansion PAF (déplacements non doublés)
 C₂ calcul avec courbe d'expansion PAF (déplacements doublés)

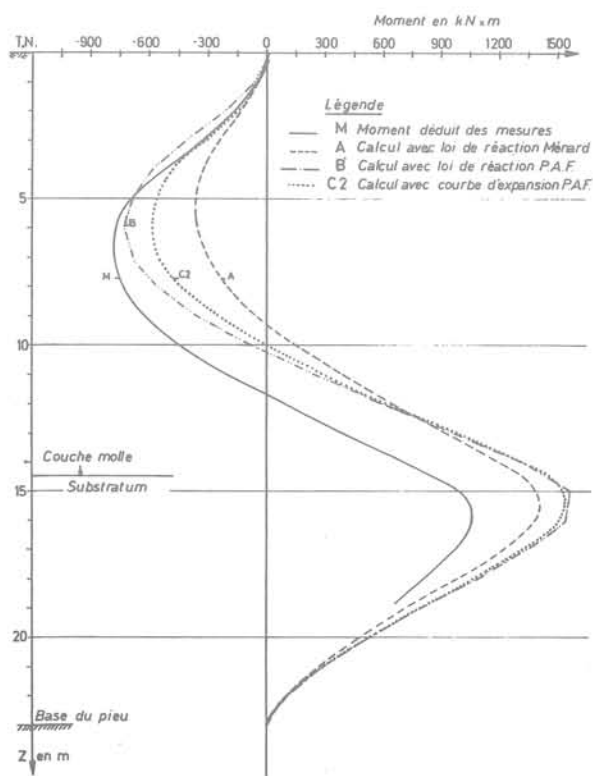


Fig. 19 Moments dans le pieu au 29.10.74, phase 3

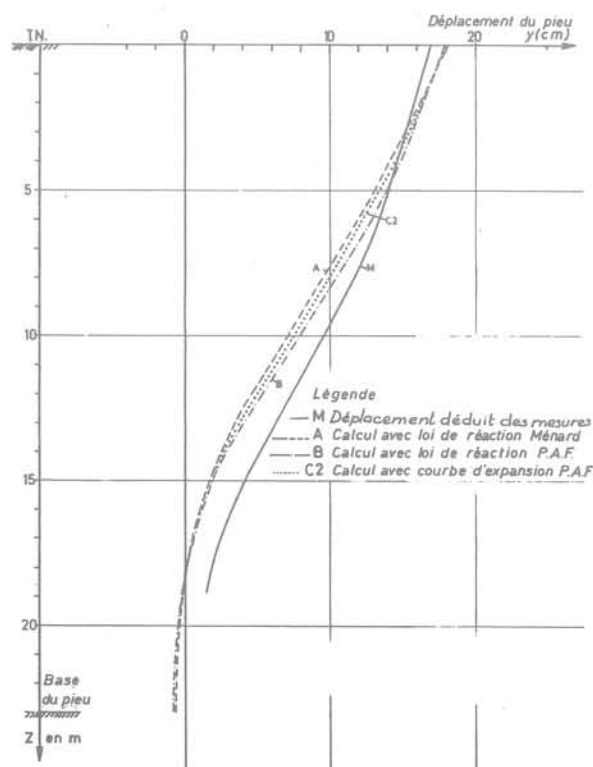


Fig. 21 Déplacements du pieu au 30.07.74

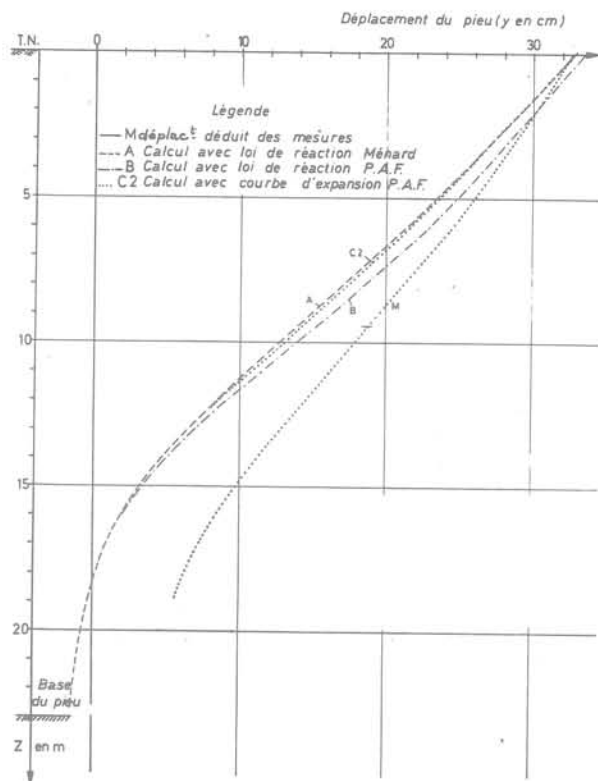


Fig. 22 Déplacements du pieu au 29.10.74

Par ailleurs, le déplacement $g(z)$ étant donné et les lois de réactions dans le substratum étant les mêmes, on remarque que les moments croissent avec la raideur du sol dans la couche molle, ce qui est attendu. Si on se reporte à la figure 23, on s'aperçoit, en effet, que pour les faibles déplacements, les lois B et C conduisent à des modules beaucoup plus élevés que la loi A.

c) Les déplacements en tête, calculés, sont assez proches des déplacements mesurés. On remarque d'autre part que le rapport $y_0/g_{\max}$ est voisin de 1, ce qui est cohérent avec l'étude paramétrique [13] (on a affaire à un pieu plutôt souple : D/ℓ_0 est compris, pour la couche molle entre 2,1 et 2,4.

Par contre, l'écart entre déplacements calculés et mesurés devient relativement important en pied. En dehors de l'influence de la loi de réaction et de la déformée du sol libre choisies, qui sera examinée plus loin, l'erreur possible sur la mesure de la rotation en tête joue un rôle non négligeable.

Facteurs influençant les résultats des calculs

Les résultats des calculs sont influencés principalement par :

- la loi de réaction du sol,
- la déformée du sol libre,

les conditions aux limites étant bien connues en tête et ayant peu d'influence en pied.

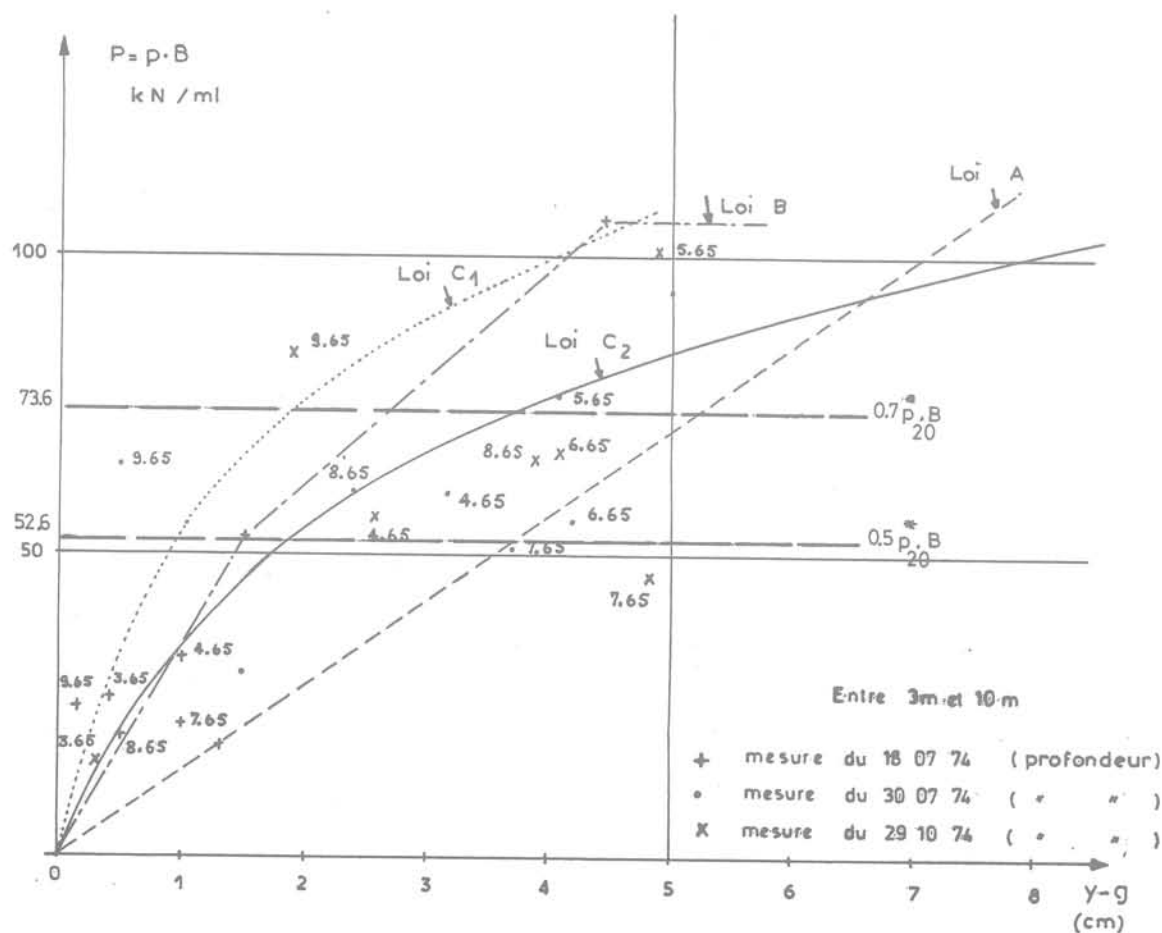


Fig. 23 Comparaison des lois de réaction pour les trois phases de chargement par le remblai

Loi de réaction du sol

La loi de réaction A (« Ménard ») donne des moments plus faibles que les lois B et C₂ (dédites du P. A. F.), la différence s'atténuant avec la charge. Parmi les courbes déduites du P. A. F., la « courbe de réaction » B donne des valeurs plus faibles des moments aux faibles charges que la « courbe d'expansion » C₂; c'est l'inverse aux fortes charges.

Sur la figure 23, on a reporté les 3 lois de réaction A, B, C₂ utilisées entre 3 (ou 4) et 11 m de profondeur et les points expérimentaux correspondant aux 3 phases, à différentes profondeurs. On a également reporté la loi C₁.

Les points expérimentaux sont tirés des mesures par jauges en ce qui concerne pB et y, et des courbes inclinométriques « corrigées » (fig. 13) pour

$$g(\Delta y = |y - g|).$$

Avec toute la prudence qui s'impose, compte tenu de l'incertitude sur les mesures de g(z), on peut néanmoins constater que la loi C₂ (P. A. F. avec déplacements doublés) est assez proche des courbes de réactions expérimentales, à condition de limiter la pression p à une valeur comprise entre 0,5 et 0,7 p₂₀, ce qui rejoint les recommandations déjà citées [12].

En ce qui concerne les moments à l'encastrement, (15 m), la valeur très forte donnée par les calculs peut provenir du module E_s affecté à la couche comprise entre 14,50 et 17,50 m (sables et graviers). Ce module très fort E_s = 14 608 kPa, est à comparer avec les rapports pB/Δy tirés des mesures et qui donnent :

à 15 m	5 757 kPa
à 16 m	5 096 kPa
à 17 m	2 016 kPa.

Il est possible que la seule mesure de module pressiométrique qu'on ait effectuée entre 14,50 m et 17,50 m (E_M = 3 600 kPa) (fig. 2) ne représente pas le comportement réel de toute cette couche.

Pour étudier l'influence de la valeur du module dans le substratum, le calcul des moments maximaux a été repris avec un module E_s = 3 963 kPa, uniforme entre 14,50 m et 20,50 m, et avec les 3 lois de réaction A, B,

C₂ entre 0 et 14,50 m. Les résultats sont donnés dans le tableau 7 dont les chiffres sont directement comparables à ceux du tableau 6. La comparaison de ces deux tableaux montre que le moment maximal dans le substratum est sensiblement réduit par correction des mesures du module éventuellement erronées. L'essai au P. A. F. qui conduit à des valeurs moins dispersées que l'essai « Ménard » est, en ce sens, intéressant.

Déformée libre du sol

Si on n'a pas de critères précis pour évaluer le choix de la courbe g(z), les comparaisons faites sur la figure 13 entre les courbes calculées et les courbes établies à partir des mesures (discutables, certes, comme on l'a vu plus haut mais néanmoins vraisemblables) paraissent acceptables.

Il ne faut pas oublier toutefois que le moment maximal est proportionnel à g_{max}, toutes choses égales par ailleurs : une erreur de 10 % tout à fait possible dans la prévision de g_{max}, conduit à la même erreur relative sur le moment maximal.

Chargement horizontal du pieu en tête avant remblaiement (30.04.74) (Phase 0)

Il s'agit du chargement monotone de 0 à 120 kN par paliers de 20 kN, l'effort horizontal étant appliqué à 0,20 m du sol.

On compare, sur les figures 24 et 25, les moments et les déplacements mesurés et calculés pour le dernier palier (120 kN), les différents calculs étant faits avec les mêmes hypothèses sur les courbes de réaction du sol que précédemment, sauf pour la courbe « expansion P. A. F. » où les déplacements n'ont pas été doublés, le chargement étant, ici, « rapide » (loi C₁) [12].

Si on examine globalement les courbes de moments et de déplacements, on s'aperçoit que les courbes « calculées » et les courbes expérimentales ont des allures tout à fait semblables.

Si on se place du point de vue quantitatif, on constate que :

- 1) Pour les moments, et sauf en tête, (4 premiers mètres), la courbe expérimentale se situe entre les

Tableau 7
Rapport $\frac{\text{Moment maximal calculé}}{\text{Moment maximal mesuré}}$

		Calcul loi A*	Calcul loi B*	Calcul loi C ₂ *
Maximum couche molle	Phase 1	0,33	0,70	0,76
	Phase 2	0,45	0,87	0,74
	Phase 3	0,90	1,37	1,14
Moment d'encastrement	Phase 1	0,73	0,86	0,93
	Phase 2	0,90	1,05	1,03
	Phase 3	1,05	1,17	1,12

* au-delà de 14,50 m c'est la loi A qui a été appliquée dans les 3 cas, mais avec un module constant E_s = 3 963 kPa entre 14,50 m et 20,50 m.

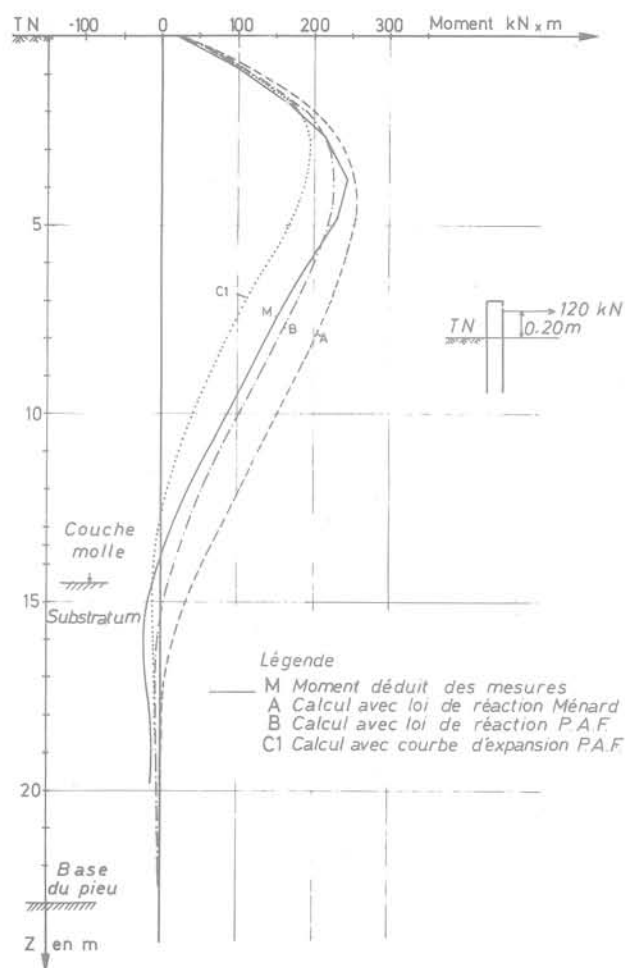


Fig. 24 Sollicitation horizontale en tête du 30.04.74 : moments

courbes calculées par les lois A et B au voisinage du maximum, et entre les courbes B et C₁ dans la moitié inférieure de la couche molle.

- 2) Pour les déplacements, la courbe expérimentale se situe entre les courbes B et C₁, la loi A donnant globalement des déplacements trop forts (modules trop faibles).

Pour tirer des conclusions plus nettes, il est intéressant de comparer aux différentes profondeurs, les courbes de réaction A, B, et C₁ et la courbe expérimentale. C'est ce qui est fait sur la figure 26.

On a reporté sur les 4 premiers graphiques, pour chacun des niveaux 0, 0,75 m, 1,75 m, 2,75 m, la courbe expérimentale et les courbes de réaction A, B, C₁ utilisées dans les calculs, mais frappées des coefficients minorateurs de la pression $(1 + z/z_c)/2$ dont les valeurs respectives sont 0,5, 0,6875, 0,9375 et 1, ainsi que la courbe expérimentale au même niveau. Le 5^e graphique donne les courbes de réaction A, B, C₁ utilisées pour les calculs entre 3 (ou 4) et 11 m, ainsi que les points expérimentaux, pour différentes profondeurs, correspondant à la charge finale de 120 kN en tête. La faiblesse des déplacements pour les étapes intermédiaires du chargement n'a pas permis de tracer une courbe de réaction significative à chaque niveau, pour cette couche de 3 à 11 m.

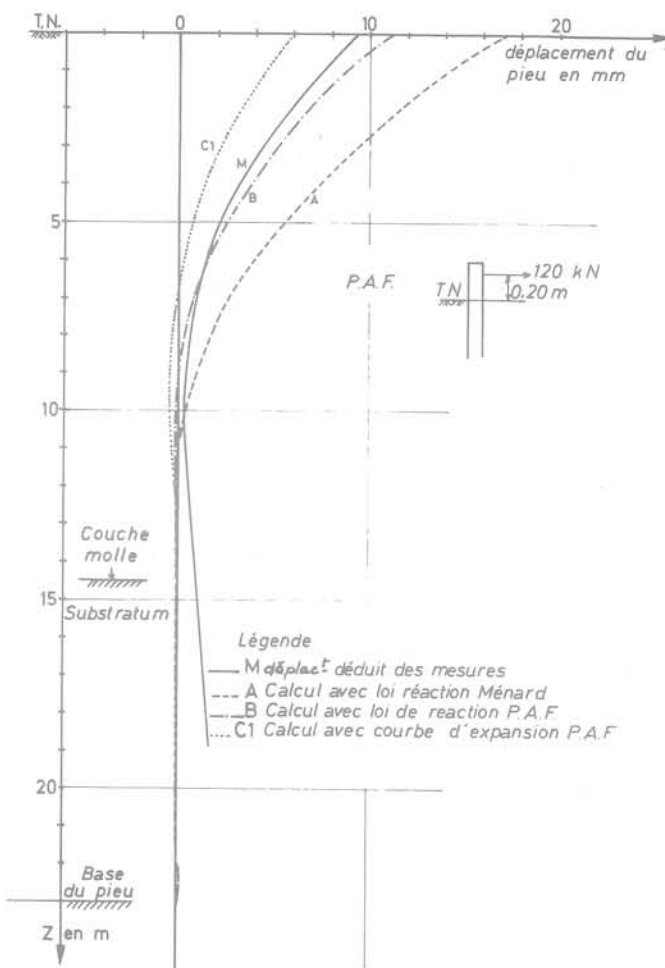


Fig. 25 Sollicitation horizontale en tête du 30.04.74 : déplacements

L'examen de ces graphiques conduit aux conclusions suivantes :

- 1) Pour les zones proches de la surface (jusqu'à 1,75 m), la courbe de réaction expérimentale coïncide avec la courbe A (Ménard), la courbe B et surtout la courbe C₁ étant beaucoup trop raides.
- 2) En profondeur (à partir de 2,75 m), la courbe A donne des modules trop faibles et les courbes de réaction expérimentales correspondent plutôt aux courbes tirées du P.A.F. (B et même C₁, et cette dernière pour la plupart des points de la couche 3-11 m).

On comprend alors pourquoi les résultats des figures 24 et 25 montrent que, « globalement », c'est la loi B qui se rapproche le plus des résultats expérimentaux.

Conclusion

Sur le plan expérimental, il apparaît que la mesure des moments à partir des mesures d'élongations des jauges a donné satisfaction. Par contre, le problème majeur a été la mesure des déplacements libres du sol. Depuis 1974, fort heureusement, de grands progrès ont été réalisés dans le domaine des mesures par inclinomètre [14] [15], ce qui permet de penser que des

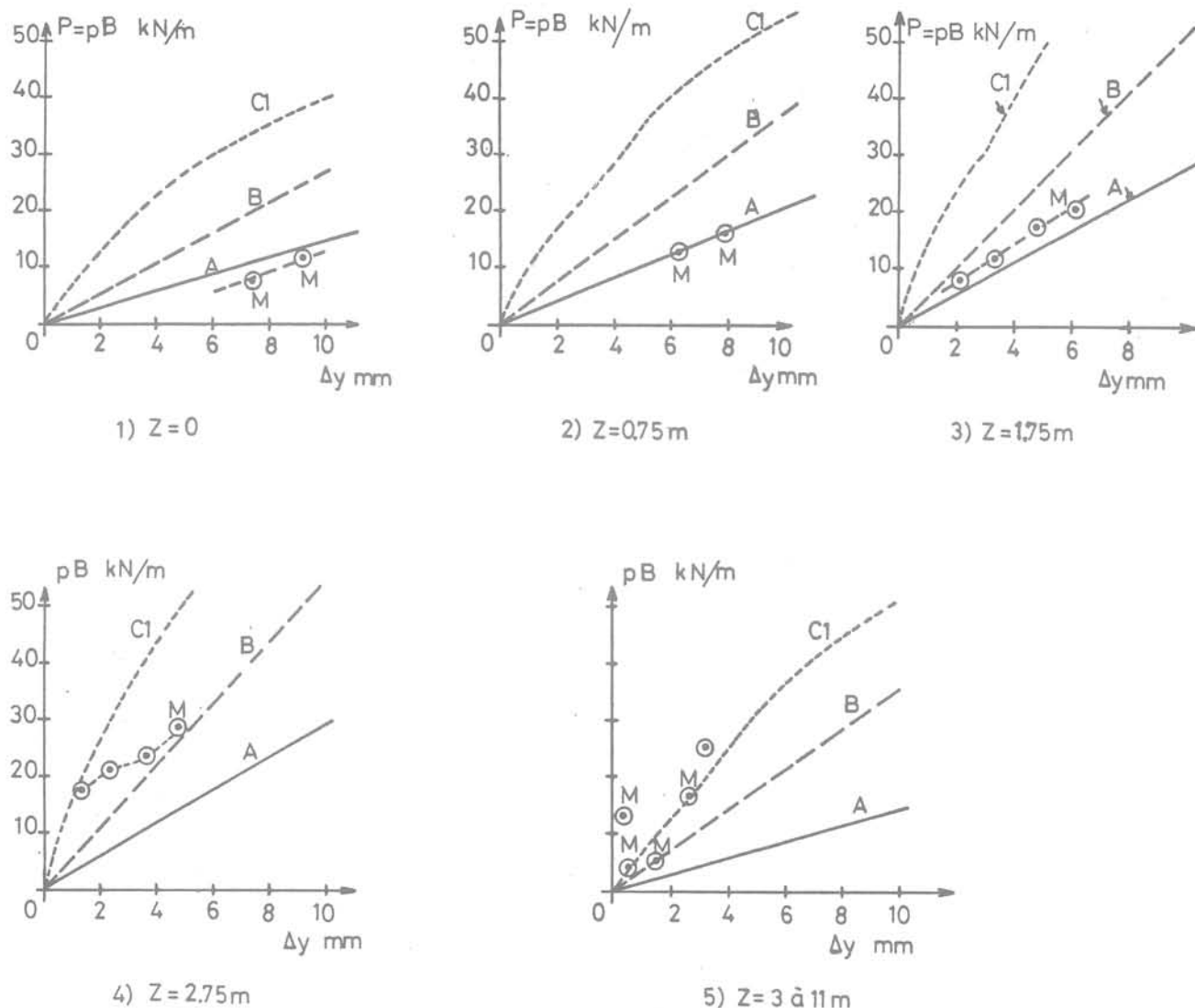


Fig. 26 Chargement horizontal en tête. Courbes de réactions aux différents niveaux
 A calcul loi de Ménard
 B calcul loi de réaction PAF
 C₁ calcul courbe d'expansion PAF (déplacements non doublés)
 M mesures

expérimentations futures de pieux soumis à des poussées latérales de sol se dérouleront dans de meilleures conditions sur ce point.

Sur le plan théorique et de la méthode de calcul proposée, les comparaisons des calculs et des résultats expérimentaux montrent clairement que cette méthode permet de prendre en compte les aspects déterminants du mécanisme de pieux soumis à des poussées latérales. Cette méthode nécessite encore un certain calage sur l'expérience des paramètres à introduire. On notera toutefois qu'elle donne déjà, en son état actuel, des résultats fort satisfaisants pour le cas de ce pieu de Provins. La comparaison des résultats avec différentes lois de réaction, montre que

la loi Ménard, conduit à des moments trop faibles dans la couche molle et met en avant l'intérêt des résultats obtenus avec le pressiomètre autoforeur (P. A. F.) dans ce genre de sols. Il faut relever néanmoins que le moment déterminant pour le dimensionnement du pieu traité ici est le moment dans le substratum à la phase 3 pour lequel l'essai Ménard conduit à des résultats plus proches des valeurs mesurées.

Enfin, il apparaît que les recherches futures, outre la poursuite des mesures de déplacements horizontaux à proximité de remblais afin de préciser la méthode de détermination de $g(z)$, devront également examiner l'effet du temps sur les lois de réaction à prendre en compte.

Références bibliographiques

- [1] G. Bigot, F. Bourges, R. Frank et Y. Guegan (1977), « Action du déplacement latéral du sol sur un pieu ». C. R. du 9^e Congrès Int. Méc. Sols et Trav. Fond. Tokyo, vol. 1, pp. 407-410 et Bull. Liaison L. P. C. Spécial VI. F, pp. 59-63 (français) et Spécial VI. E, pp. 62-66 (anglais).
- [2] F. Bourges, R. Frank et C. Mieussens (1980), « Calcul des efforts et des déplacements engendrés par des poussées latérales sur les pieux ». Note technique Département des Sols et Fondations, L. C. P. C.
- [3] G. Bigot, F. Bourges et R. Frank (1981), « Étude expérimentale d'un pieu soumis aux poussées latérales du sol ». Rapport de Recherches. Département Sols et Fond., Lab. Centr. des P. et CH., 73 pp.
- [4] M. Diruy (1973), « Extensomètre à réseaux, type L. C. P. C. ». Bull. Liaison L. P. C. n° 64, pp. 46-52.
- [5] F. Baguelin et J. F. Jézéquel (1972), « Étude expérimentale du comportement des pieux sollicités horizontalement ». Bull. Liaison L. P. C. n° 62, pp. 129-170.
- [6] H. Matlock, E. Ripperger (1956), « Procedures and instrumentation for tests on a laterally loaded pile ». Proc. 8th Texas Conf. On soil Mech. an Found. Eng. Research University of Texas.
- [7] H. G. Poulos (1973), « Analysis of piles in soil undergoing lateral movement ». AM. Soc. Civ. Eng., Jnl Soil Mech. Fdn. Div., SM5, May, pp. 391-406.
- [8] R. Marche (1973), « Lateral pressure of clayed soils on structures ». Session spéciale n° 5, C. R. du 8^e Congrès Int. Méc. Sols et Trav. Fond., Moscou, vol. 4-3, pp. 247-252.
- [9] F. Baguelin, R. Frank et Y. Guegan (1976), « Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites ». Bulletin Liaison L. P. C. n° 84, pp. 113-120.
- [10] F. Bourges et C. Mieussens (1979), « Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles. Méthode de prévision ». Bull. Liaison L. P. C. n° 101, pp. 73-100.
- [11] F. Tavenas, C. Mieussens et F. Bourges (1979), « Lateral displacements in clay foundations under embankments ». Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 16, n° 3, pp. 532-550.
- [12] S. Amar, F. Baguelin, R. Frank, J.-F. Jézéquel (1981), « L'autoforage ». Travaux n° 552, pp. 63-75.
- [13] R. Frank, M. Kutniak (1981), « Étude par la méthode du module de réaction, des pieux soumis à des poussées latérales ». Rapport de recherche L. P. C. n° 107, Décembre 1981.
- [14] P. Ducasse et M. Virollet (1977), « Amélioration de la représentativité de l'essai clinométrique ». Rapport du L. R. de Toulouse.
- [15] B. Pincent (1977), « Surveillance des glissements de terrain ». Revue Française de Géotechnique n° 1, pp. 93-104.

expérience in situ et modélisation du comportement des cavités salines utilisées pour le stockage de gaz

par

P. Boucly(*)

Ingénieur/Département « Réservoirs Souterrains »
Direction des Études et Techniques Nouvelles, Gaz de France

1 Suivi des cavités salines

Compte tenu des profondeurs d'implantation des cavités de Tersanne [2] et d'Étrez [8] et des mesures des caractéristiques mécaniques effectuées au laboratoire sur des carottes de sel, le massif salifère dans lequel sont creusées les cavités est le siège de déformations permanentes : il en résulte une variation de volume des cavités. C'est pourquoi dès le début du projet de stockage à Tersanne, des moyens de surveillance ont été mis au point afin d'assurer une surveillance régulière des cavités salines.

1.1 Thermométries

1.1.1 Principe de la méthode

Afin de connaître le volume occupé par une masse de gaz, l'idée la plus naturelle qui vient à l'esprit est l'utilisation de l'équation d'état [4] :

$$\frac{pV}{zT} = \frac{p_0}{T_0} \cdot S$$

où p = pression moyenne en cavité,

V = volume occupé par le gaz,

T = température moyenne en cavité,

z = facteur de compressibilité du gaz à la pression p et à la température T ,

S = stock exprimé dans les conditions normales de température T_0 et de pression p_0 .

Il suffit donc de connaître les variables d'état du gaz ainsi que le stock pour en déterminer le volume. Or, compte tenu du mode de complétion adopté (production du gaz par annulaire 7"-4", tubing central 4" plein d'eau), les seules grandeurs accessibles à la mesure

directe sont la pression en tête de puits et le profil de température sur toute la hauteur du puits (y compris la cavité) par enregistrement d'une diagraphie thermométrique continue.

Grâce à un algorithme d'intégration numérique, il est possible, connaissant la pression en tête de puits et le profil continu de température dans le puits, de calculer la pression au fond (en tenant compte éventuellement des pertes de charges dans le cas où la cavité est en débit).

Un des problèmes majeurs de cette technique d'évaluation du volume libre d'une cavité en recourant à l'équation d'état, est celui de l'incertitude grevant cette estimation; en effet l'incertitude est donnée par :

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta S}{S} + \frac{\Delta P}{P} + \frac{\Delta T}{T} + \frac{\Delta Z}{Z}$$

Compte tenu des appareils de mesure utilisés, la somme des trois derniers termes $\left(\frac{\Delta P}{P} + \frac{\Delta T}{T} + \frac{\Delta Z}{Z}\right)$ est de l'ordre de 2 %.

Par contre l'incertitude sur les stocks — mesures sur les rampes de comptage — est plus délicate à estimer. Bien que très pénalisante, l'approche la plus simple consiste à admettre que l'incertitude sur une variation monotone de stock $\frac{\Delta \delta S}{\delta S}$ est constante.

Le stock S en place est la somme de mouvements de gaz élémentaires :

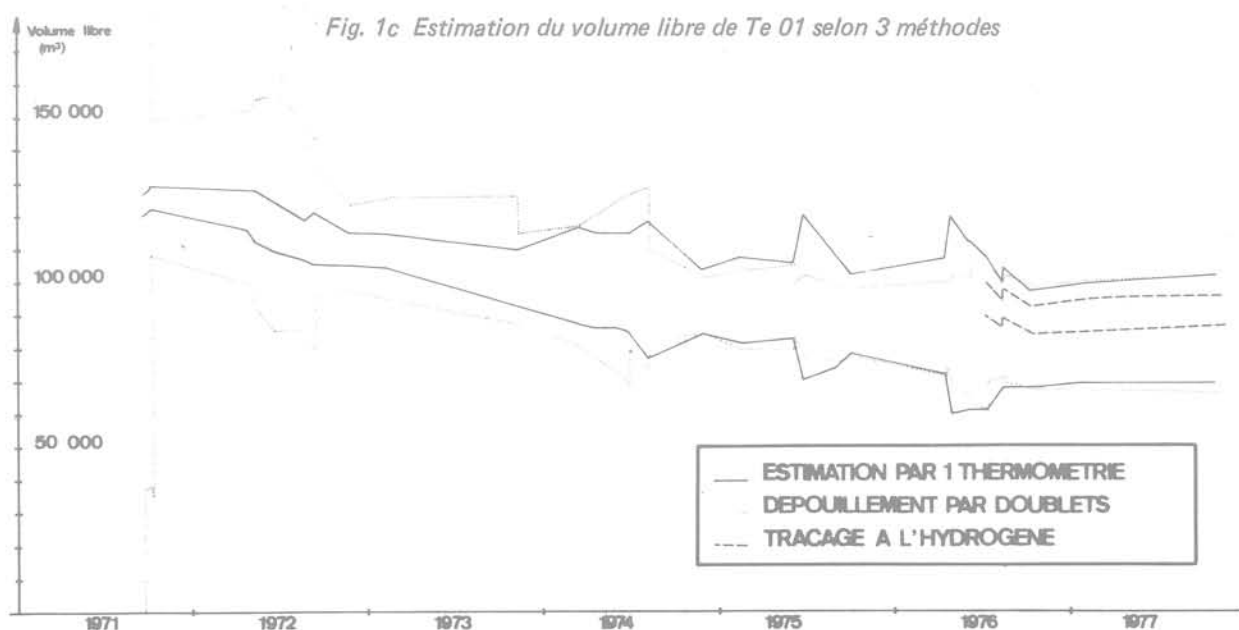
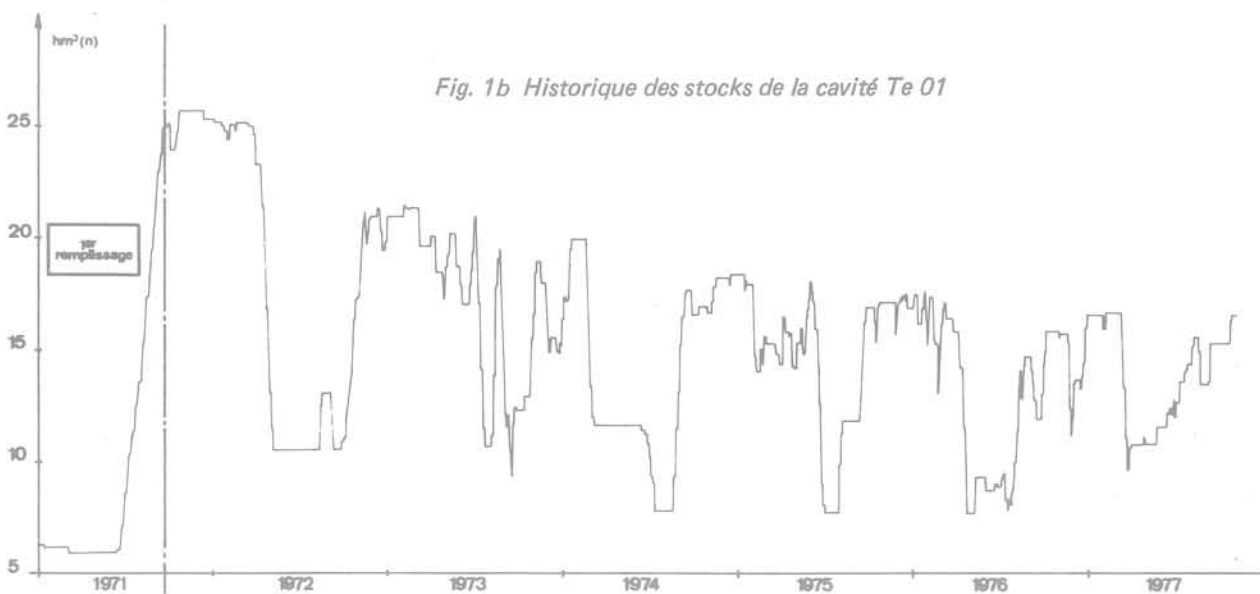
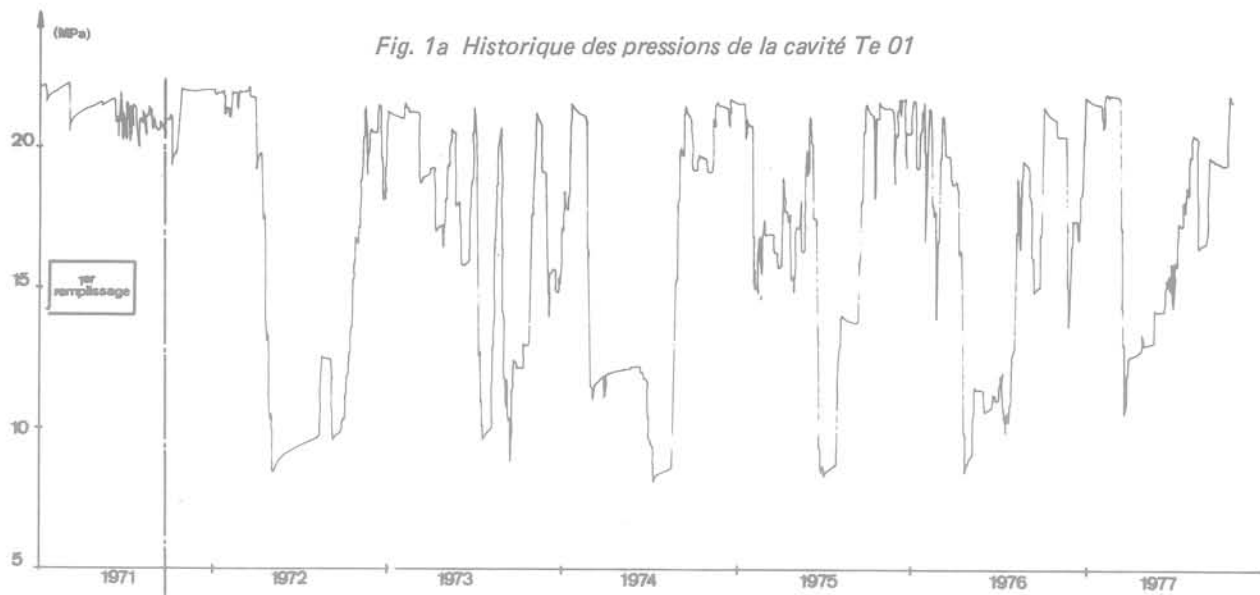
$$S = \sum \delta S_i$$

$$\text{d'où : } \Delta S = \sum \Delta \delta S_i = \frac{\Delta \delta S}{\delta S} \sum |\delta S_i|$$

$$\text{et : } \frac{\Delta S}{S} = \frac{\Delta \delta S}{\delta S} \times \frac{\sum |\delta S_i|}{\sum \delta S_i}$$

On voit donc que cette incertitude ne peut que croître avec le temps. Après quelques années d'exploitation, le terme d'incertitude concernant les comptages devient

(*) Texte de la communication présentée le 17 octobre 1980 au Comité Français de Mécanique des Roches.



dominant par rapport aux autres incertitudes et rend peu significatives les déterminations de volume ainsi réalisées (fig. 1c : courbe en trait plein).

1.1.2 Amélioration de la méthode

Compte tenu de la dégradation progressive de la précision relative au stock, il est apparu que l'on pourrait s'affranchir de la connaissance du stock si l'on adoptait un point de vue « différentiel » consistant à comparer deux états successifs de la cavité [9].

Supposons qu'aux instants t_i et t_{i+1} , on ait effectué une thermométrie permettant d'accéder à la connaissance des couples (pression fond, température de fond) : (P_i, T_i) et (P_{i+1}, T_{i+1}) et qu'entre ces deux instants, le volume libre ait varié dans un rapport : $\alpha_i = V_{i+1}/V_i$.

On trouve alors :

$$V_i = \frac{\frac{P_o}{T_o} (S_{i+1} - S_i)}{\frac{\alpha_i P_{i+1}}{Z_{i+1} T_{i+1}} - \frac{P_i}{Z_i T_i}}$$

On constate que l'estimation du volume libre que l'on peut tirer de cette relation ne dépend que de la variation de stock, qui, par ailleurs, est grevée d'une incertitude relative beaucoup plus faible en général que le stock lui-même, si cette variation de stock est d'amplitude suffisante.

Il faut cependant, pour rendre opératoire une telle méthode, pouvoir encadrer α_i dans une fourchette d'incertitude plausible; cela impose d'introduire des hypothèses exogènes vis-à-vis de la seule loi d'état du gaz. Le recours à un modèle de comportement mécanique de la cavité a permis d'estimer, en fonction de l'évolution de la pression entre t_i et t_{i+1} , les bornes de l'intervalle d'incertitude de α_i .

On peut également améliorer la méthode par l'emploi de la programmation linéaire. En effet, les contraintes auxquelles sont soumis les divers volumes et les stocks sont linéaires.

Pour i variant de 1 à n (nombre total de thermométries réalisées sur un puits), on peut écrire :

$$\begin{aligned} \frac{P_i}{P_o} \cdot \frac{T_o}{T_i} \cdot \frac{1}{Z_i} \cdot V_i &= S_i \\ \sigma_i \leq S_{i+1} - S_i &\leq \Sigma_i \\ \alpha m_i \leq \frac{V_{i+1}}{V_i} &\leq \alpha M_i \end{aligned}$$

la fonction économique à maximiser étant le volume lui-même.

$$\text{Max } V_i.$$

Ainsi, grâce à la programmation linéaire, on peut assurer la cohérence entre les diverses mesures, et réduire notablement l'incertitude qui entache une mesure élémentaire.

1.2 Traçage à l'hydrogène

C'est la détermination du stock qui grève lourdement l'estimation du volume d'une cavité par thermométrie. Au bout de 10 ans, l'incertitude relative sur le stock, et donc sur le volume de la cavité, peut atteindre 50 %.

Pour s'affranchir du comptage, la quantité de gaz en place peut être mesurée directement par traçage chimique.

Pour être valable, cette méthode nécessite que 3 hypothèses soient satisfaites :

— homogénéité du mélange traceur-gaz tracé en cavité : cette hypothèse a pu être vérifiée sur une petite cavité (Te 1) lors d'un déstockage important (75 % du volume utile);

— représentativité de la mesure : on doit admettre que la concentration en gaz traceur dans le gaz soutiré, mesurée en surface, est représentative de la concentration en cavité,

— état du traceur dans la cavité : il faut supposer le traceur inerte vis-à-vis du gaz tracé, des divers autres fluides présents au fond de la cavité (saumure, fuel) et des parois de la cavité.

Pour des raisons à la fois techniques (inertie physico-chimique) et économique (coût du traceur), l'hydrogène a été adopté comme traceur [6].

Pratiquement, on commence par mesurer la teneur résiduelle τ_1 en hydrogène du gaz en cavité, puis on injecte un volume V_H d'hydrogène en cavité, suivi d'un volume ΔS de gaz naturel afin d'assurer l'homogénéisation. De la teneur τ_2 en hydrogène mesurée lors d'un soutirage élémentaire, on en déduit la valeur du stock.

$$\left. \begin{aligned} \tau_2 S_2 &= \tau_1 S_1 + V_H \\ S_2 &= S_1 + \Delta S \end{aligned} \right\} S_2 = \frac{V_H - \tau_1 \Delta S}{\tau_2 - \tau_1}$$

Cette méthode permet d'atteindre le stock en place avec une bonne précision (2 %), précision d'autant meilleure que l'écart entre les teneurs τ_1 et τ_2 est grand.

Ayant fait une thermométrie en fin d'injection de gaz naturel (stock S_2), on peut déterminer le volume libre par l'équation d'état.

On arrive ainsi à une précision sur le volume de l'ordre de 4 %.

1.3 Résultats de 10 ans d'exploitation : Te 02

Afin de confirmer les mesures de suivi du volume faites depuis 10 ans et surtout pour « voir » comment se déforme une cavité creusée dans le sel, la cavité Te 2 de Tersanne a été remise en saumure durant le deuxième semestre 1979 [12].

Cette cavité avait été lessivée de novembre 1968 à février 1970.

Compte tenu des diverses mesures de volume effectuées à l'époque (mesure par écholog du volume total en saumure corrigé par la mesure de l'interface saumure-gaz et par l'estimation du lessivage complémentaire, comptage saumure corrigé de la compressibilité, comptage gaz couplé à la mesure de la température), on peut estimer que le volume initial libre au gaz de Te 2 était de $91\,000 \pm 2\,700 \text{ m}^3$ et que le volume creusé initial, c'est-à-dire le volume libre au gaz augmenté du volume des « incompressibles », était de $113\,000 \text{ m}^3 \pm 4\,000 \text{ m}^3$ (le terme « incompressibles » désignant la saumure résiduelle et les insolubles foisonnés, voir fig. 2).

Le 10 juillet 1979, c'est-à-dire après 9 ans d'exploitation, une thermométrie associée à un traçage à l'hydrogène indiquait un volume libre au gaz de $58\,700 \pm 2\,000 \text{ m}^3$.

La remise en saumure a eu lieu d'août à décembre 1979, la saumure injectée étant la plus concentrée possible (310 g/l environ) afin d'éviter toute dissolution complémentaire.

Le 12 janvier 1980, l'écholog réalisé par la Société Prakla donnait un volume de $66\,600 \pm 3\,300 \text{ m}^3$. Compte tenu d'une mesure d'interface saumure-gaz

effectuée avant la remise en saumure, on peut admettre que le volume libre estimé par échométrie et interface était de $59800 \pm 4800 \text{ m}^3$.

Cela permet donc d'affirmer, conformément aux mesures du suivi de volume effectuées depuis le début de l'exploitation, que le volume libre au gaz a diminué de 35 % environ; cela correspond pour le volume creusé, compte tenu des insolubles et de la saumure résiduelle, à une diminution de 28 % environ.

Le relevé échométrique (fig. 3) montre une déformation assez harmonieuse de la cavité. En admettant une déformation relative du rayon constante sur toute la hauteur, on peut évaluer que la remontée de l'interface saumure-gaz serait de 3,5 m (au lieu de 5,8 m mesurés).

Cependant, les parois du puisard étant situées à une profondeur plus grande se sont probablement déformées davantage que le reste de la cavité.

Enfin, pour expliquer la remontée de l'interface saumure-gaz, on ne peut exclure la chute de blocs consécutive à la rupture des bancs en surplomb visibles sur le relevé de février 1970, le relevé 1980 ayant un aspect beaucoup plus lisse (on peut cependant également invoquer un fluage plus rapide pour le sel que pour l'anhydrite, ce qui donnerait aussi un aspect plus lisse au relevé).

Ainsi donc cette mesure exceptionnelle de contrôle a confirmé les mesures de contrôle de routine mises au point par le Département « Réservoirs Souterrains ». Elle a permis également de montrer qu'une cavité saline pouvait se déformer dans des proportions importantes (domaine des grandes déformations) sans présenter de phénomène de rupture notable. Cette constatation légitime donc bien la recherche de paramètres rhéologiques décrivant le comportement du sel dans le cadre de la mécanique des milieux continus.

2 Essais in situ

Les mesures de surveillance de routine décrites précédemment permettent certes de déceler une tendance générale mais ne permettent malheureusement pas de caler finement un quelconque modèle de comportement du massif salifère. C'est pourquoi il est nécessaire de recourir à des essais in situ. Ces essais sont des moments privilégiés d'observation des cavités pendant lesquels il est possible de maîtriser la plupart des paramètres.

Les essais que l'on peut pratiquer sur une cavité saline sont variés, on peut les regrouper en 2 classes :

- pendant ou en fin de lessivage
 - essai de compressibilité apparente
 - essais en liquide;
- essais en gaz
 - essais en cours de remplissage
 - cavité pleine de gaz.

2.1 Essais pendant ou en fin de lessivage

2.1.1 Essai de compressibilité apparente

A l'issue du lessivage, avant de procéder à la mise en gaz de la cavité, on réalise divers essais, en particulier on mesure la compressibilité apparente de la cavité.

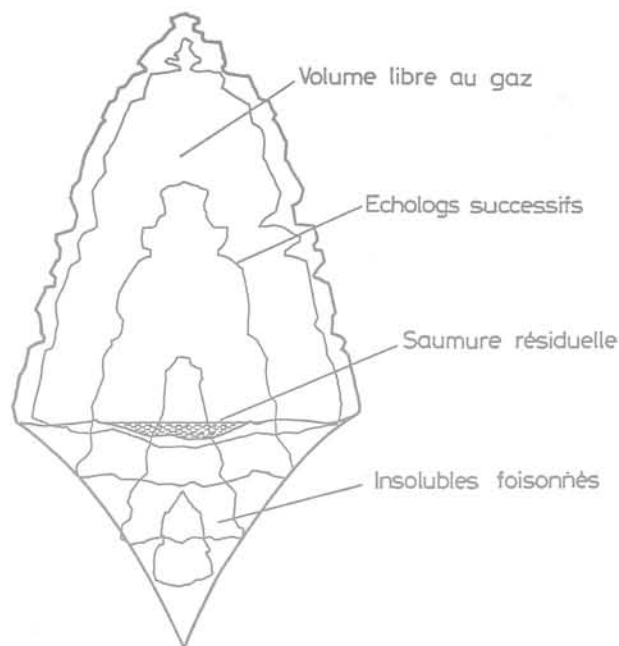


Fig. 2 Volume creusé et volume libre au gaz

L'essai consiste à injecter de l'eau douce par le tubing central et à observer la remontée de pression sur l'annulaire intermédiaire (fig. 4).

La variation de pression est de l'ordre de quelques dixièmes de Mégapascal. Le volume injecté dépend du volume de la cavité : il est de quelques dizaines de mètres cubes.

Cet essai est particulièrement intéressant puisqu'il permet d'accéder aux caractéristiques mécaniques élastiques des terrains.

En effet, vu la courte durée de l'essai (quelques heures) seule l'élasticité du massif est mobilisée. Il est assez simple de voir que la compressibilité de l'ensemble « cavité + saumure » est la somme des compressibilités des terrains et de la saumure.

$$\frac{1}{V} \frac{dV}{dp} = \beta_{\text{terrain}} + \beta_{\text{saumure}}$$

Remarque : Cette formule est valable en première approximation, en négligeant la présence des insolubles au fond de la cavité. L'erreur commise dans cette approximation est de l'ordre de 10 %.

Dans cette formule, V représente le volume en saumure de la cavité déterminé par écholog, β_{saumure} la compressibilité de la saumure, et β_{terrain} la compressibilité des terrains.

En pratique, on trouve que $\frac{1}{V} \frac{dV}{dp}$ est à peu près constant, pour toutes les cavités et égal à $4 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$. Or la compressibilité de la saumure β_{saumure} varie linéairement avec la concentration (à 310 g/l, β_{saumure} vaut $2,7 \times 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$), ce qui donne $\beta_{\text{terrain}} = 1,3 \times 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$.

En ce qui concerne les terrains, le calcul en élasticité montre que : $\beta_{\text{terrain}} = f/\mu$ avec $f = 0,75$ pour une sphère et $f = 1$ pour un cylindre isolé dans un massif infini où $\mu = 0,5 \times E/(1 + \nu)$ désigne le module de cisaillement du matériau constituant le massif.

Des calculs par éléments finis en élasticité pour une cavité piriforme montrent que $f = 0,8$, coefficient par ailleurs très proche de celui de la sphère.

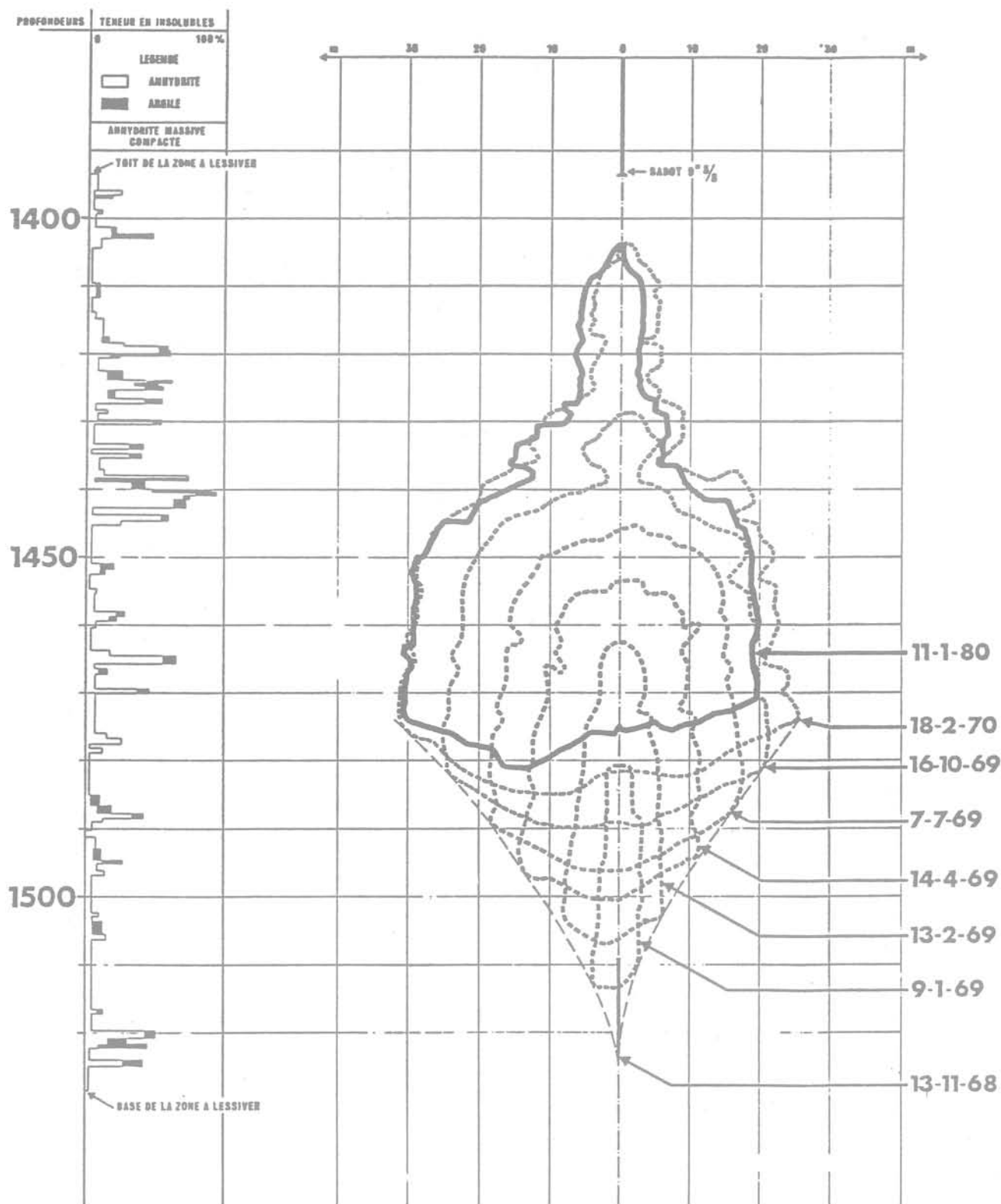


Fig. 3 Relevés échométriques successifs de la cavité Te 2

Ainsi à l'aide de toutes ces données, il est possible d'atteindre directement le module de cisaillement et moyennant l'hypothèse que le coefficient de Poisson ν vaut 0,25 on peut atteindre le module d'Young E : E de l'ordre de 15 000 MPa.

L'incertitude sur la détermination de cette valeur est assez grande ($\approx 30\%$) : elle est due, essentiellement à l'incertitude sur le volume en saumure déterminé par échométrie.

2.1.2 Essais en liquide

L'essai décrit précédemment ne nous permet d'accéder qu'au comportement instantané et donc aux caractéristiques élastiques du massif supposé homogène et isotrope. Les essais en liquide, et en gaz, qui seront présentés ci-dessous permettent par leur *durée* d'atteindre le comportement différé du massif.

— Essai en saumure : la cavité est pleine de saumure,

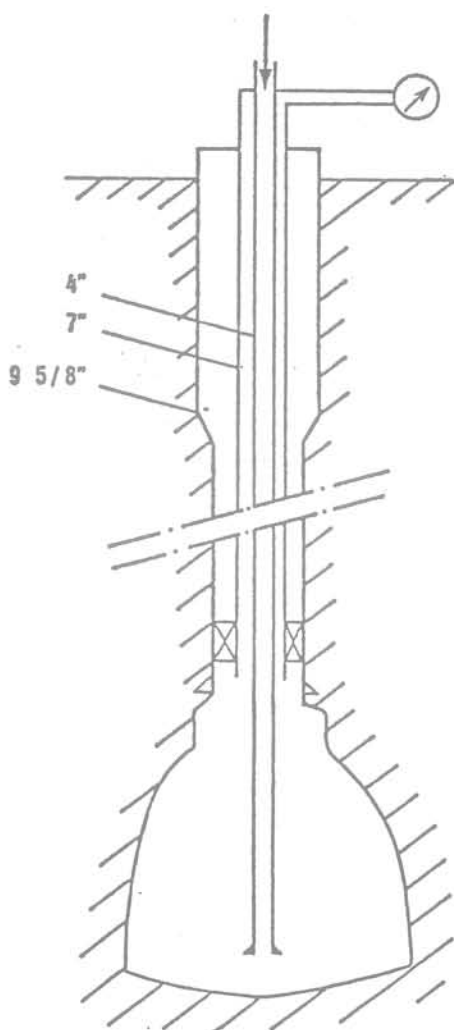


Fig. 4 Mesure de la compressibilité apparente d'une cavité

la tête de puits étant à la pression atmosphérique.

Un essai de ce type a été mené sur Te 02 à l'issue de sa remise en saumure.

La saumure étant saturée, cela correspondait à une pression en cavité de l'ordre de 17,5 MPa, soit un écart Q-P à la pression géostatique Q, de l'ordre de 16,5 MPa. Pendant toute la durée de l'essai (7 mois environ), de la saumure est constamment sortie du puits avec un débit journalier de 2,5 m³/jour environ.

Ce débit de sortie est dû à deux phénomènes : la dilatation thermique de la saumure et le comportement non élastique du massif de sel. Pour apprécier le réchauffement de la saumure, des thermométries ont été effectuées régulièrement. Confirmées par des calculs analytiques, ces thermométries permettent d'estimer à 0,015 °C par jour le réchauffement de la saumure. Compte tenu de la valeur du coefficient de dilatation volumique de la saumure $\alpha_s = 4,4 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, cela correspond à un débit journalier de 0,5 m³/j environ. On en déduit donc que le débit de saumure dû au fluage du massif sous une pression intérieure de 17,5 MPa et pour une cavité ayant subi une perte de volume de 30 % est de l'ordre de 2 m³/j.

La mise en œuvre de l'essai précédent est très simple puisqu'il suffit de disposer d'une cuve pour recueillir les 2 à 3 m³ sortis quotidiennement et d'effectuer régulièrement des thermométries en cavité. L'inconvénient est que l'on ne peut explorer qu'un palier de pression, celui correspondant à la pression d'une colonne de saumure saturée.

Pour explorer d'autres niveaux de pression, deux autres types d'essais ont été imaginés : en fuel et en saumure avec une pompe immergée.

— En fuel : la densité du fuel étant de 0,8 kg/dm³, une colonne de fuel à Tersanne de la hauteur du casing correspond à une pression moyenne en cavité de l'ordre de 12 MPa. A ce niveau de pression, les modèles actuellement disponibles permettent de prévoir pour Te 2 (volume en saumure de 66 000 m³) un fluage de 30 m³/j environ, ce qui nécessiterait pour vérifier ce calcul sur une période d'un mois une quantité de fuel de 1 000 m³ au minimum. Vu les problèmes pratiques posés (le lessivage d'une cavité ne nécessitant que 150 m³ de fuel au maximum), cet essai ne peut être envisagé que sur de petites cavités (de l'ordre de 6 000 m³). Dans ce cas, vu le fuel disponible et le débit prévisible (4 m³/j), on pourrait effectuer un essai de 1 à 2 mois. Ce type d'essai sera tenté à Etrez au cours de l'année 1981.

— En saumure avec une pompe immergée. Cet essai consiste à immerger une pompe de faible diamètre ($\approx 4''$) à une profondeur de l'ordre de 600 m par rapport au sol et à rabattre le niveau de la saumure dans le tubing. Grâce à un asservissement électrique et moyennant un fonctionnement intermittent de la pompe, il est possible de maintenir le niveau de la saumure entre deux bornes de façon à maintenir une pression sensiblement constante en cavité. Cet essai est encore à l'étude au Département « Réservoirs Souterrains » : il nécessitera de trouver une pompe de faible diamètre fournissant un petit débit sous une grande hauteur de refoulement.

L'avantage de ce type d'essai est de permettre d'explorer une large gamme de niveaux de pression. En attendant que soient définitivement arrêtées les conditions opératoires d'un tel essai, on a recours actuellement à des essais en gaz pour explorer des niveaux de pression différents des deux paliers précédents (fuel et saumure).

2.2 Essais en gaz

Leur mise en œuvre est de conception assez simple. On effectue l'essai à stock constant et on exécute régulièrement des thermométries et des mesures de la pression de tête. Un premier essai conduit selon cette méthode avait été mené sur Te 01 en fin 78 : il faisait apparaître une perte de volume de 5 % au bout de 2 mois lorsque la pression en cavité était de 9 MPa (écart à la pression géostatique $Q - P \approx 25 \text{ MPa}$) et une perte de volume de 2 % au maximum en 2 mois pour une pression intérieure de 13,5 MPa environ (écart $Q - P$ égal à 20,5 MPa). Malheureusement, vu les méthodes de mesure utilisées, cette variation de volume mesurée in situ était affectée d'une incertitude importante, de l'ordre de 4 %.

Pour remédier à cet inconvénient, l'essai peut être mené avec une cavité dont seul le sommet est mis en gaz. L'essai est mené également à stock constant : on relève quotidiennement la pression en tête et on effectue régulièrement des thermométries. L'avantage de cet essai est que les mouvements des parois de la cavité sont *amplifiés* au travers de la saumure et répercutés à la petite capacité de gaz située en sommet de cavité. La même méthode que dans le premier cas permet d'atteindre le taux de fluage mais avec une précision d'autant meilleure que la durée de l'essai est longue et que le volume occupé par le gaz est faible. Cet essai sera mené sur la cavité Te 2 au cours du 1^{er} semestre 1981.

En conclusion, les essais que l'on peut pratiquer sur des cavités salines sont nombreux et variés. Tous, à l'exception de l'essai de la cavité totalement en gaz, présentent la particularité de devoir être faits soit en cours de lessivage (avec le fuel) soit en fin de lessivage (essai en saumure avec ou sans pompe immergée, essai avec une petite quantité de gaz en sommet de cavité). Seule l'observation d'une cavité laissée à stock constant pendant quelques mois permet d'atteindre le niveau de fluage à une pression donnée et ce à tout moment de la vie de la cavité. Malheureusement, cette détermination est grevée d'une incertitude importante, ce qui lui enlève une grande part de son intérêt.

3 Modélisation

3.1 Démarche

Les paragraphes précédents ont mis en évidence la richesse et la variété des observations faites ou possibles sur les cavités salines. Devant une telle diversité, deux comportements sont envisageables pour réaliser la synthèse indispensable :

Le premier consiste à adopter une démarche empirique, phénoménologique : on ne s'attache qu'aux grandeurs macroscopiques (volume, pression) que l'on essaie de relier par des formules ajustées sur les observations in situ.

En particulier, la variation relative de volume (VRV) d'une cavité est fréquemment exprimée par une formule :

$$VRV = k(Q - P)^{\alpha} t^{\beta} \quad \text{où } Q \text{ désigne la pression géostatique}$$

P la pression intérieure
 t le temps

Cette approche est intéressante pour évaluer approximativement l'ordre de grandeur des variations de volume que peut subir une cavité en exploitation, à condition que la pression d'exploitation ne soit pas trop variable, ce qui n'est pas le cas pour les stockages de gaz exploités par détente. Elle n'est d'aucun intérêt pour l'implantation et le dimensionnement des cavités à créer.

La deuxième approche possible consiste en une approche locale : s'attachant aux grandeurs microscopiques (déformations, contraintes) et *postulant* des lois d'évolution de ces grandeurs microscopiques, on cherche à voir à quelles lois obéissent les grandeurs macroscopiques. Ayant constaté une analogie de comportement entre les cavités réelles simulées par éléments finis en élasticité et en élastoplasticité et une cavité sphérique isolée creusée dans un massif infini, on s'est attaché à rechercher quel était, pour une cavité sphérique, le comportement de la structure lorsqu'on se donne a priori le comportement du matériau, la forme sphérique se prêtant bien à des calculs analytiques au moins pour certains modèles de comportement.

Lorsque le matériau est supposé viscoélastique linéaire, régi par exemple par le modèle de Burgers à plusieurs modèles de Kelvin, la variation relative de volume (VRV) peut être obtenue explicitement :

$$VRV = 3 \left(\frac{1+\nu}{2E} \right) (Q - P) + 3 \sum_{k=1}^n \left(\frac{1+\nu_k}{2\eta_k} \right) \int_0^t (Q - P(u)) e^{\frac{E_k}{\eta_k} (t-u)} du$$

où E et ν sont les paramètres élastiques; E_k , η_k et ν_k les paramètres d'un des modèles de Kelvin.

Pour les modèles non linéaires, caractérisés par la présence d'un seuil, la démarche est moins aisée.

Les calculs de M. Salençon [1] ont d'abord permis d'apprécier la contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique parfait dans le cadre des grandes déformations. Puis, par les calculs de M. Tijani [5] il a été possible de simuler le comportement d'une cavité sphérique creusée dans un milieu obéissant au modèle de Bingham avec écrouissage et soumise à une dépression monotone.

Or les cavités de stockage de naturel exploitées par détente du gaz sont caractérisées par des variations de pression fréquentes et de grande amplitude; cela leur confère un caractère spécifique et les distingue des cavités de stockage d'hydrocarbures exploitées par balancement de saumure.

C'est pourquoi les calculs précédents ont dû être généralisés : ils ont été repris dans l'hypothèse d'un chargement non monotone par M. Tijani [7] dans le cas de la plasticité parfaite pour une géométrie sphérique ou cylindrique et par MM. Berest et Nguyen Minh Duc [13] pour une cavité sphérique creusée dans un matériau obéissant au modèle de Bingham avec écrouissage.

Quand on adopte une démarche de calcul analytique ou semi-analytique de ce type, on se trouve rapidement dans l'impossibilité de prendre en compte des modèles rhéologiques assez généraux. Aussi a-t-on préféré recourir à des modèles maillés dont la structure modulaire se prête aisément à un changement de modèle de comportement et qui, étant fondé sur un calcul incrémental, sont particulièrement adaptés pour le calcul de sollicitations non monotones. C'est ainsi que pour rechercher un modèle rhéologique de comportement du sel rendant compte des déformations observées à Tersanne, on a utilisé le programme Cysiphe présenté par ailleurs par M. Tijani [15]. Ce programme permet actuellement de prendre en considération 2 modèles rhéologiques : le modèle dit du « C.M.R.-G.D.F. » constitué de 3 groupes de 3 modèles de Kelvin; chaque groupe ayant son seuil propre éventuellement nul, peut se représenter selon un schéma analogique monodimensionnel par la figure 5. C'est une généralisation des modèles rhéologiques habituels.

Le deuxième modèle considéré est le modèle de Lemaitre décrit par les équations ci-dessous :

$$\dot{\varepsilon}^p = \dot{\xi} \frac{\bar{\sigma}'}{\|\bar{\sigma}'\|} \quad \text{avec} \quad \dot{\xi} = \|\dot{\varepsilon}^p\| = A \xi^{-n/m} \|\bar{\sigma}' - 2C\|^n$$

où $\bar{\sigma}'$ est le déviateur de $\bar{\sigma}$.

Ainsi que cela a été montré par M. Vouille [14], ce modèle nous est suggéré par le dépouillement des essais de laboratoire.

3.2 Résultats

Pour mener les premiers ajustements, un modèle très simple a été retenu. Sa description est donnée par la figure 6 :

$$E = 20\,000 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \nu = 0,25.$$

La cohésion C est de 1,5 à 2 MPa, c'est-à-dire l'ordre de grandeur trouvé au laboratoire, l'angle de frottement interne est nul.

Les constantes de viscosité η_1 et η_2 sont de quelques millions de MPa-jour. Les paramètres retenus sont les mêmes pour toutes les cavités. Seules changent les

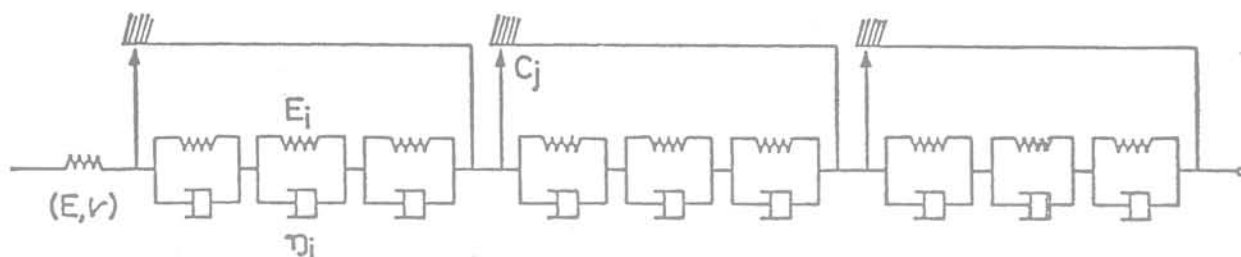


Fig. 5 Modèle du «CMR-GDF»

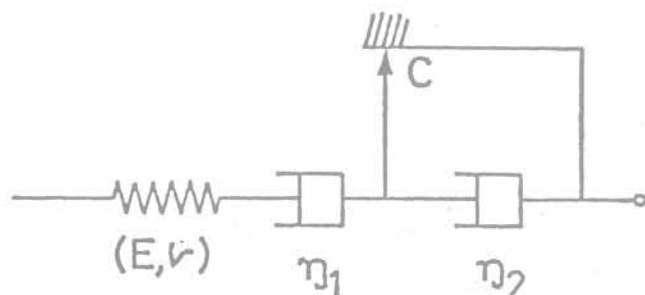


Fig. 6 Modèle retenu actuellement avec E module d'Young et ν coefficient de Poisson.

données géométriques c'est-à-dire la profondeur et donc la pression géostatique, ainsi que la taille de la cavité et donc aussi la durée du lessivage et le volume des incompressibles.

Grâce à ce modèle, il est possible de rendre compte correctement de l'ensemble des essais pratiqués sur les cavités de Tersanne, depuis 10 ans, l'écart entre le calcul et l'observation étant inférieur à l'erreur de mesure. La figure 7 montre le résultat de l'ajustement pour Te 1 et Te 2.

On notera certes au sujet de la cavité Te 2 pour la période 1973-1976 un écart notable entre la mesure et la prédiction du modèle. Il faut supposer pour lever cette contradiction que les mesures du volume étaient erronées par suite vraisemblablement d'erreurs importantes sur le comptage. Il est en effet intuitivement peu acceptable que le volume d'une cavité suive une évolution aussi erratique que celle constatée au cours de cette période.

L'ajustement proprement dit ne pose pas de problème particulier, la difficulté essentielle réside dans l'incertitude qui entache tous les volumes in situ : en effet tous les volumes, et en particulier le volume initial, ne peuvent être obtenus avec une incertitude relative inférieure à 4 %. Cette remarque permet de mieux comprendre l'intérêt énorme des essais in situ en liquide ou partiellement en gaz qui donnent des résultats avec une précision bien supérieure.

4 Conclusion

Ainsi, grâce au travail des expérimentateurs qui, par les essais en laboratoire, et en particulier les essais de fluage, nous ont proposé certains modèles rhéologiques pour le sel, grâce au travail des théoriciens qui ont permis le calcul de structures obéissant à ces modèles, il a été possible de trouver un premier modèle de comportement du sel capable de synthétiser l'ensemble des observations faites sur les cavités. Vu la complexité du problème posé, le premier modèle retenu a dû être considérablement simplifié au point de n'avoir que 3 paramètres pour décrire le comportement différé; néanmoins même simplifié à ce point, il est capable de décrire n'importe quelle situation et en particulier prendre en compte l'histoire du matériau.

Naturellement, on devra à l'avenir vérifier que ce modèle permet d'intégrer les nouvelles expériences menées sur les cavités de Tersanne ou d'Etrez. Par ailleurs, d'autres types de comportements rhéologiques devront être explorés, afin de rechercher si des modèles différents permettent d'expliquer les mêmes phénomènes. Il sera ainsi possible de tester la sensibilité des conclusions tirées non seulement à la valeur des paramètres d'un modèle donné mais aussi au modèle choisi lui-même.

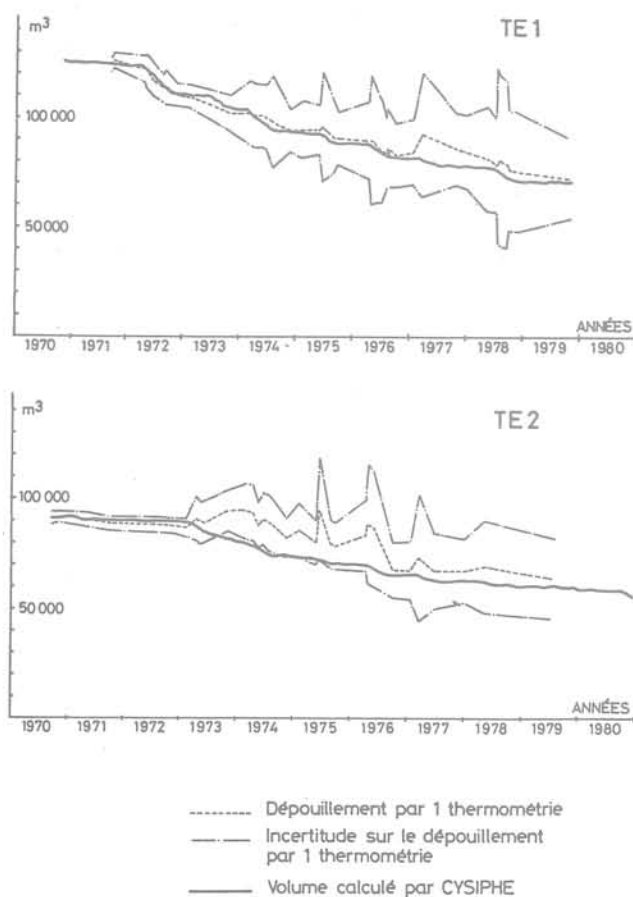


Fig. 7 Historique du volume des cavités Te 1 et Te 2

La première étape accomplie, à savoir la recherche d'un modèle de comportement des cavités de Tersanne supposées sphériques, il conviendra d'étudier le cas des cavités réelles grâce au programme d'éléments finis Viplef mis au point par M. Tijani. Cette étude comportera encore de nécessaires simplifications : géométrie axisymétrique, pas de pendage des couches, matériaux supposés homogènes et isotropes, schématisation des liaisons entre matériaux distincts. Elle permettra cependant de prendre en compte la géométrie réelle et l'hétérogénéité des terrains (bancs d'argile et d'anhydrite), le but de l'étude étant de valider le modèle rhéologique trouvé précédemment pour une cavité sphérique.

Ces applications immédiates étant effectuées, les recherches futures devront être menées dans quatre directions :

— Tout d'abord il s'agira de *retrouver* des règles pour l'espacement entre cavités ainsi que pour l'implantation dans la couche de sel. En effet les cavités de Tersanne ont été espacées de façon qu'à la pression minimale les zones plastiques de deux cavités voisines calculées dans l'hypothèse de l'élastoplasticité ne se rejoignent pas.

Comme l'a montré M. Vouille [14], les mesures récentes de laboratoire ont montré que le critère alors retenu était exagérément optimiste : cohésion de 3 MPa et angle de frottement interne de 5°. A l'heure actuelle, cette règle n'est plus vérifiée compte tenu d'un angle de frottement interne nul et d'une cohésion de 1,5 à 2 MPa. Il importe donc de retrouver qu'elle doit être la distance minimale entre deux cavités voisines pour éviter leur interaction ou du moins pour éviter toute instabilité notable.

— Sur le plan théorique, les programmes de calcul précédemment présentés par MM. Berest, Nguyen Minh Duc [13] et Tijani [15] devront être réécrits dans le cadre des grandes déformations. Les cavités Te 1 et Te 2 présentent des variations de volume de 30 %, ce qui est l'extrême limite de validité des solutions obtenues en petites déformations.

— Sur le plan expérimental, il conviendrait d'être capable d'appréhender l'hétérogénéité du massif : déjà, des méthodes, présentées par MM. Vouille [14] et Bergues, ont permis de mener un certain nombre d'essais sur la même éprouvette. Afin d'étudier plus en détail le problème de la dispersion et d'être capable de comparer entre eux des résultats obtenus sur des échantillons différents par des méthodes différentes, il importerait de savoir décrire et quantifier (analyse minéralogique, taille des grains, description des joints de grain, etc.) les matériaux étudiés. Cela permettrait également sans doute de transposer à des sites nouveaux un savoir et une connaissance du massif salifère de Tersanne particulièrement riche.

— Enfin, bien que notre expérience nous ait montré que le problème ne se posait pas de façon aiguë, il importerait d'explorer le domaine de la rupture du sel (et éventuellement d'autres matériaux tels que l'anhydrite). Cette étude devrait se faire à la fois sur le plan expérimental (la rupture a-t-elle lieu pour une contrainte excessive ou une déformation excessive ou plutôt, comme le suggère M. Tijani, pour une énergie de déformation excessive?) et sur le plan théorique : comment considérer les éléments violant le critère de rupture? Participent-ils toujours au soutènement? L'utilisation de la théorie du post pic, largement développé par ailleurs par MM. Berest et Nguyen Minh Duc pourrait, à notre avis, représenter une schématisa-

tion intéressante de l'endommagement du sel et décrire sa perte de cohésion lorsqu'il est sollicité de façon excessive.

Références bibliographiques

- [1] Salençon (1969), Contraction quasi-statique d'une cavité à symétrie sphérique ou cylindrique dans un milieu élastoplastique. Annales des Ponts et Chaussées (juillet-août 1969).
- [2] Pottier et Leguillette (1971). Le stockage souterrain de gaz naturel dans le sel. Réalisation de Tersanne. Congrès A.T.G. 1971.
- [3] Roux et Pottier (1974). Communication au Congrès U.I.G. 1974 à Nice.
- [4] Pottier et Dussaud (1975). Problème de métrologie dans la surveillance des cavités de stockage dans le sel. Congrès A.T.G. 1975.
- [5] Tijani (1975). Rhéologie du sel gemme. Rapport interne du Centre de Mécanique des Roches de Fontainebleau.
- [6] Dussaud et Coquand (1977). Détermination du stock en place dans une cavité de stockage de gaz naturel par une méthode de traçage chimique à l'hydrogène. Congrès A.T.G. 1977.
- [7] Tijani (1977). Influence des cycles d'injection, soutirage sur la variation du volume d'une cavité de stockage et sur l'extension de la zone plastique. Rapport interne du Centre de Mécanique des Roches de Fontainebleau.
- [8] Lasneret et Vernet (1978). Le stockage souterrain d'Etretz. Aménagements de lessivage et premiers résultats. Congrès A.T.G. 1978.
- [9] Boucher, Boucly et Carrière (1979). Problèmes posés par le comportement mécanique du sel dans la création et le contrôle des cavités de stockage de gaz naturel. Congrès U.I.G. 1979 à Toronto.
- [10] Les stockages souterrains de gaz en cavités salines : dix années d'études théoriques et d'expérimentation. Colloque B.R.G.M. à Lyon. Mars 1979.
- [11] Fine et al (1979). Détermination expérimentale de quelques paramètres élastoviscoplastiques de roches. Application aux cavités de stockage de gaz en couches salines profondes. 4^e Congrès international de Mécanique des Roches. Montreux 1979.
- [12] Boucly et Legreneur (1980). Hydrocarbon storage in cavities leached out of salt formation. Rockstore 80. Stockholm 1980.
- [13] Berest et Nguyen Minh Duc. Modélisation d'une cavité de stockage de gaz dans le sel considéré comme matériau élastoviscoplastique. Solution explicite. Revue Française de Géotechnique n° 16. Août 1981.
- [14] Vouille. Détermination expérimentale du comportement rhéologique du sel de Tersanne. Revue Française de Géotechnique. (A paraître.).
- [15] Tijani. Modélisation numérique du comportement des cavités de stockage en couches salines profondes. Revue Française de Géotechnique. (A paraître.)

reprises en sous-œuvre

deux cas particuliers de remise en état d'immeubles menaçant ruine

par
J. Hurtado

Les sinistres dus à la conception ou à l'exécution des fondations et des soutènements sont à l'origine de près d'un tiers des sommes payées par les compagnies d'assurance de la construction.

Une partie importante de ces dépenses pourrait être évitée par une intervention adéquate rapide dès les premières manifestations de désordres. Les phénomènes de déformation des sols sont souvent lents et l'attente de décisions judiciaires définitives est parfois un facteur important de la dégradation différée des constructions.

Dans les deux cas que nous allons examiner, la présence d'experts (M. Giroud à Grenoble et M. Mascarelli à Menton), très instruits de ces problèmes, a permis de procéder dans des délais raisonnables à des travaux confortatifs sans lesquels les immeubles concernés auraient probablement dû être abandonnés.

1 Gai logis. Grenoble

1.1 Généralités

L'immeuble Gai Logis comporte deux ailes séparées par un joint. L'une a son entrée sur la rue Jules Vallés, l'autre sur la rue de la Blanchisserie, à Grenoble (fig. 1).

C'est un bâtiment de 10 niveaux en béton armé datant de 1957. Il est fondé sur pieux de type battu-pilonné.

La traversée de l'avenue de Valmy par un collecteur d'eaux pluviales a nécessité l'exécution d'un puits au voisinage des fondations de l'immeuble (fig. 2). La conception de ce puits et la conduite des travaux ont créé un affaiblissement des fondations tel que d'importants tassements ont eu lieu, mettant en danger la stabilité de la structure. Une reprise en sous-œuvre par pieux de type béton-foncé a permis de stabiliser l'immeuble.

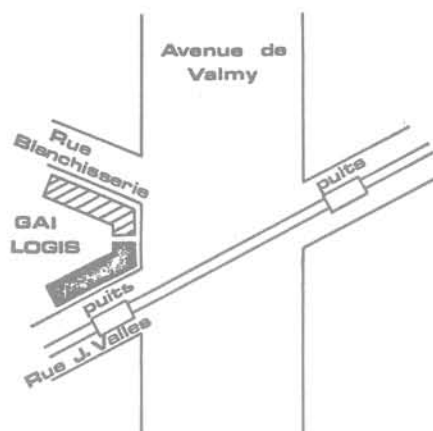


Fig. 1 Plan de situation du Gai Logis

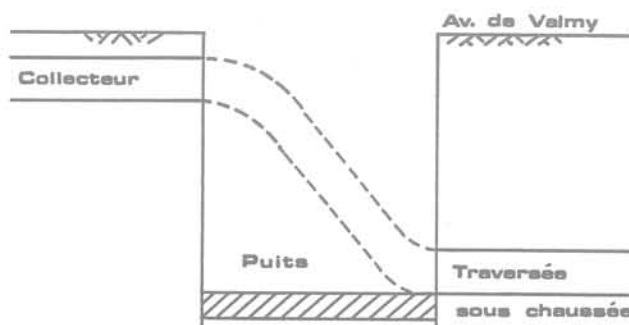


Fig. 2 Puits voisin de l'immeuble - coupe

1.2 Repères

La première tâche d'un expert en fondations, dès que les premiers symptômes de désordres apparaissent dans une structure, est de faire mettre en place immédiatement des repères qui permettront de suivre les déplacements en fonction du temps de plusieurs points judicieusement choisis de cette structure. En général, 10 à 50 points sont nécessaires, et suffisants dans la plupart des cas. Ces repères sont des pièces métalliques (plaquette, rond à béton, spit) scellées dans la structure. On prend la précaution de faire relever des points à intervalles de temps déterminés par deux géomètres travaillant indépendamment l'un de l'autre. Les témoins en plâtre ne sont d'aucune utilité. Il convient toutefois d'en faire poser quelques-uns pour respecter l'usage. Si on veut suivre utilement l'évolution d'une fissure importante, on scelle deux pièces métalliques d'un côté, une pièce de l'autre, et on mesure les distances entre elles au pied à coulisse.

La verticalité se mesure au fil à plomb, et en cas de variation de verticalité, on repère en plan la direction de cette variation.

Le Gai Logis a été muni de repères dès les premiers désordres, ce qui a permis de définir avec précision le basculement de l'aile Jules Vallès résultant du tassement des pieux voisins du puits du collecteur.

Les repères les plus faciles à relever étaient placés au niveau du dernier étage, de part et d'autre du joint séparant les deux ailes du bâtiment : la lecture immédiate au pied à coulisse de l'écartement de deux pièces métalliques scellées a permis de contrôler le comportement de l'immeuble pendant les travaux de reprise en sous-œuvre (fig. 3).

Ces relevés étaient ensuite périodiquement confrontés aux mesures d'altitude de repères solidaires du bâtiment au niveau des rues.

1.3 Les fondations du Gai Logis

Comme il arrive souvent, même pour des bâtiments relativement peu anciens, les renseignements dont on disposait sur les fondations du Gai Logis lorsque les premiers désordres se sont manifestés étaient très incomplets. Les attachements relatifs à l'exécution des pieux montrent que l'immeuble est fondé sur 86 pieux battu-pilonné de 13,40 m de profondeur moyenne, sans indication de la cote de la plate-forme de travail.

Des reconnaissances du sol datant de la construction de l'immeuble, seule une coupe de sondage de 0 à 14,50 m de profondeur a été retrouvée. Il a donc fallu réaliser plusieurs sondages, qui ont été utilisés pour déterminer la longueur des pieux par micro-sismique transparence (M.S.T.), puis équipés en piézomètres.

Les résultats de ces investigations sont les suivants (fig. 4) :

- sous une couche d'argile avec passages sableux de 8 m d'épaisseur, on trouve une couche de sables limoneux (avec une couche de tourbe intercalée), reposant à 14 m de profondeur sur des graviers compacts de forte épaisseur;
- le niveau statique de la nappe est variable et en moyenne à 1,70 m de profondeur, c'est-à-dire au niveau du sol des caves;
- les pieux sont faiblement ancrés dans les graviers.

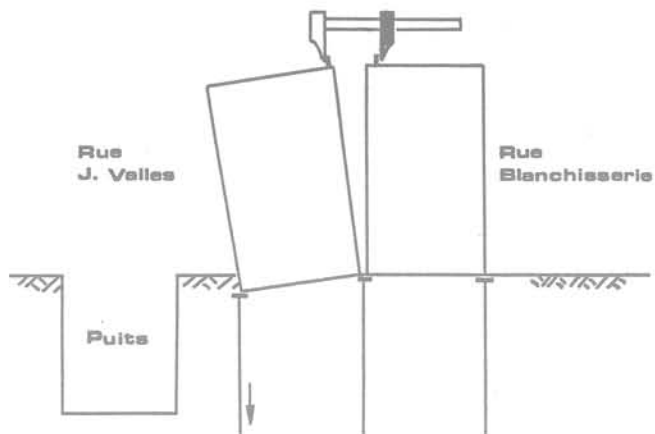


Fig. 3 Mesure indirecte du tassement : écartement du joint

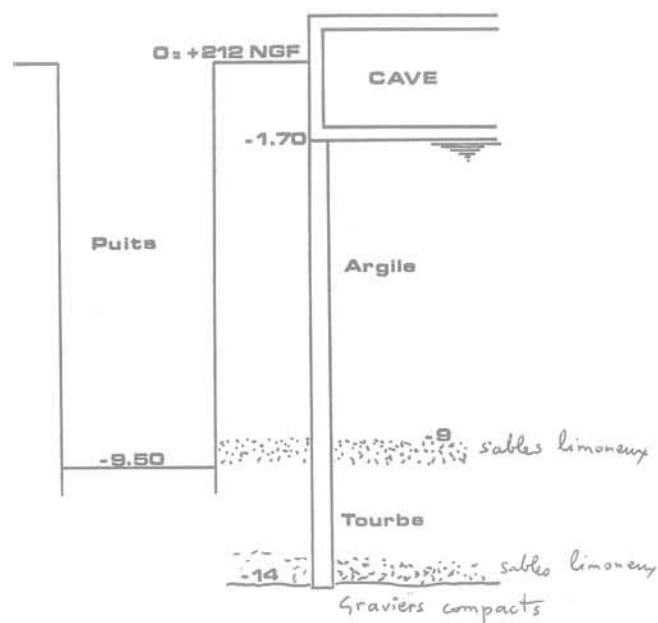


Fig. 4 Fondations de l'immeuble - Puits - Nature du sol

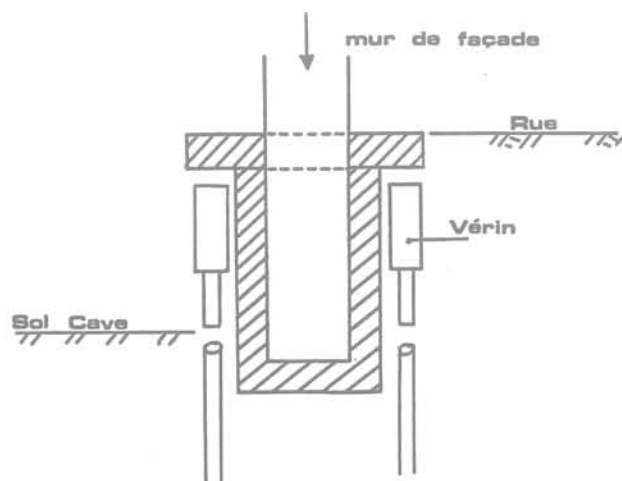


Fig. 5 Principe de reprise en sous-œuvre

1.4 Les désordres

L'exécution du collecteur d'eaux pluviales de Ville-neuve à l'Isère a nécessité la réalisation d'un puits de 9,50 m de profondeur, rue Jules Vallès, devant le Gai Logis. Plusieurs incidents se sont produits pendant le forage du puits. Il y a eu entraînement de sable limoneux au voisinage de la pointe des pieux, de sorte que les pieux voisins du puits se sont enfoncés pour deux raisons concourantes : le terme de pointe a diminué et le frottement latéral s'est inversé, devenant négatif.

La structure en béton armé de l'immeuble, très rigide et bien contreventée, a très peu souffert du tassement des pieux qui a été de 3 à 4 cm.

Cependant, l'aile de l'immeuble donnant sur la rue de la Blanchisserie restant immobile et l'autre pivotant, le joint entre les deux ailes s'est ouvert, l'ouverture étant quasi nulle au niveau de la rue et atteignant 9 cm au niveau de la toiture.

Les canalisations passant d'une aile dans l'autre se sont trouvées tendues et ont subi de nombreuses ruptures.

1.5 Réparations

Principe

Le renforcement des fondations au voisinage du puits a été obtenu par 18 pieux de 25 cm de diamètre du type béton foncé. Le dimensionnement de ces pieux de reprise en sous-œuvre a été fait à partir des descentes de charge, la charge de fonçage ne pouvant dépasser que très peu les charges permanentes du bâtiment sous peine de soumettre la structure à des efforts excessifs.

La présence de la nappe au niveau du sol de cave ne permettait pas de réaliser le fonçage sous le mur de façade. Il a donc fallu passer sous ce mur des étriers de façon à reporter l'appui des nouveaux pieux à une hauteur suffisante au-dessus de la nappe pour permettre la mise en place du vérin de fonçage (fig. 5).

Les pieux ont été foncés simultanément de part et d'autre du mur et la force de fonçage limitée à 6 mn par pieu, la charge des poteaux correspondant à chaque couple de pieux étant estimée à 12 mn.

Mise en œuvre

Neuf fouilles ont été ouvertes devant les neuf poteaux à reprendre en sous-œuvre (fig. 6), puis le mur de façade a été percé (fig. 7) pour le passage des poutres en double console formant la partie supérieure des étriers.

Des armatures ont ensuite été placées en suspentes, avec recouvrement sous le mur, et reliées aux armatures des poutres en double console (fig. 8).

Après le bétonnage des étriers (fig. 9) les vérins de fonçage ont été mis en place et les pieux foncés par éléments de 0,80 m de longueur (fig. 10). Après fonçage, les têtes de pieux ont été bloquées sur la structure (fig. 11).

L'augmentation régulière de la forme de fonçage avec la profondeur a montré que le frottement latéral était relativement uniforme. Il était en moyenne de 23 kPa.

Lorsque les pieux atteignaient les graviers, il fallait donc 2 mn environ pour vaincre le frottement latéral. Il restait donc une force de 4 mn sur la pointe et les pieux n'ont que très peu pénétré dans les graviers.



Fig. 6 Fouille pour exécution des étriers



Fig. 7 Percement du voile pour exécution des étriers



Fig. 8 Armatures des étriers

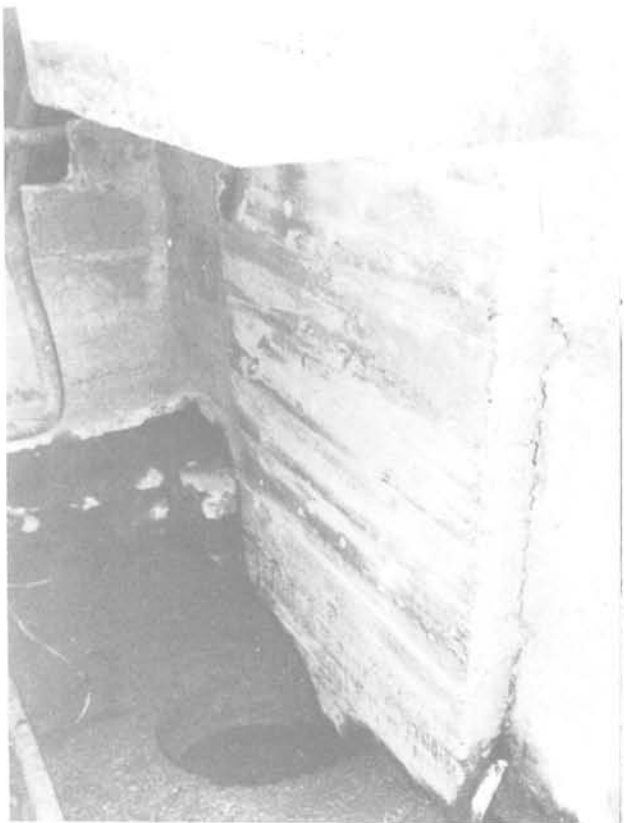


Fig. 9 Etrier bétonné



Fig. 11 Calage et fin de fonçage

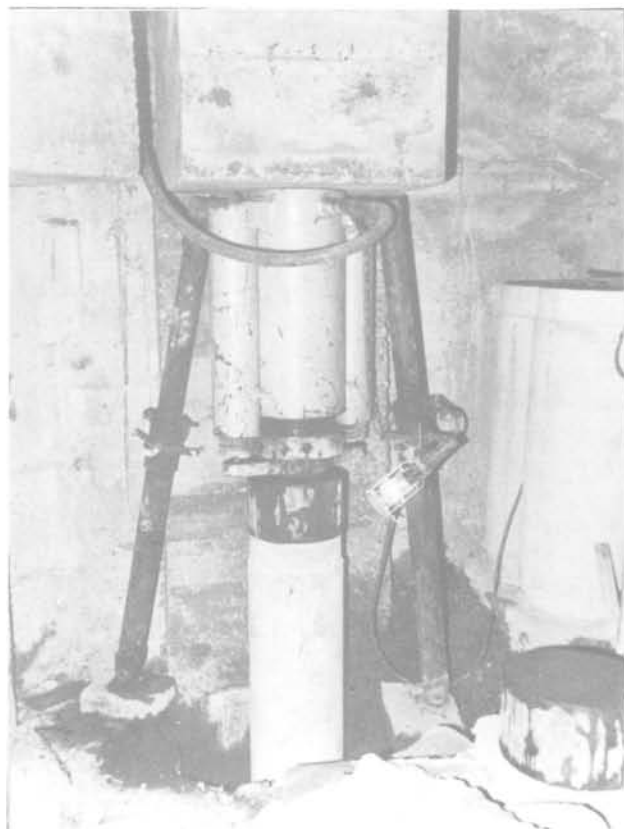


Fig. 10 Pieu foncé et vérin de fonçage

Dans la dernière phase de fonçage de chaque couple de pieux, lorsque la force totale approchait 2×6 mn, un repère tracé sur le poteau repris en sous-œuvre était suivi en permanence au niveau optique de façon à arrêter le fonçage dès qu'un soulèvement de l'épaisseur du trait de repère (0,2 mm environ) était constaté.

1.6 Tassements différés

Les entraînements de sables limoneux ont provoqué un tassement lent des couches argileuses supérieures. Le frottement latéral sur les pieux foncés aura tendance à diminuer et il se produira un report de charge sur la pointe. Il faut donc s'attendre à un tassement différé.

L'ouverture du joint au dernier niveau du bâtiment, qui, du fait des dimensions de l'immeuble, est environ trois fois plus grande que le tassement des pieux de façade, permet de faire des prévisions sur les tassements futurs.

La figure 12 montre l'évolution des tassements depuis les premiers désordres.

La figure 13 montre l'évolution des tassements depuis la fin du fonçage le 30.10.78. En prenant le jour un mois avant cette date pour origine des temps t , et le mois comme unité de temps, l'ouverture du joint x peut être estimée à :

$$x = 7,3 \log t.$$

Ce qui veut dire que dans les dix prochaines années, l'ouverture du joint sera de l'ordre de 6 mm. Les canalisations traversant le joint ont donc été munies de lyres de dilatation.

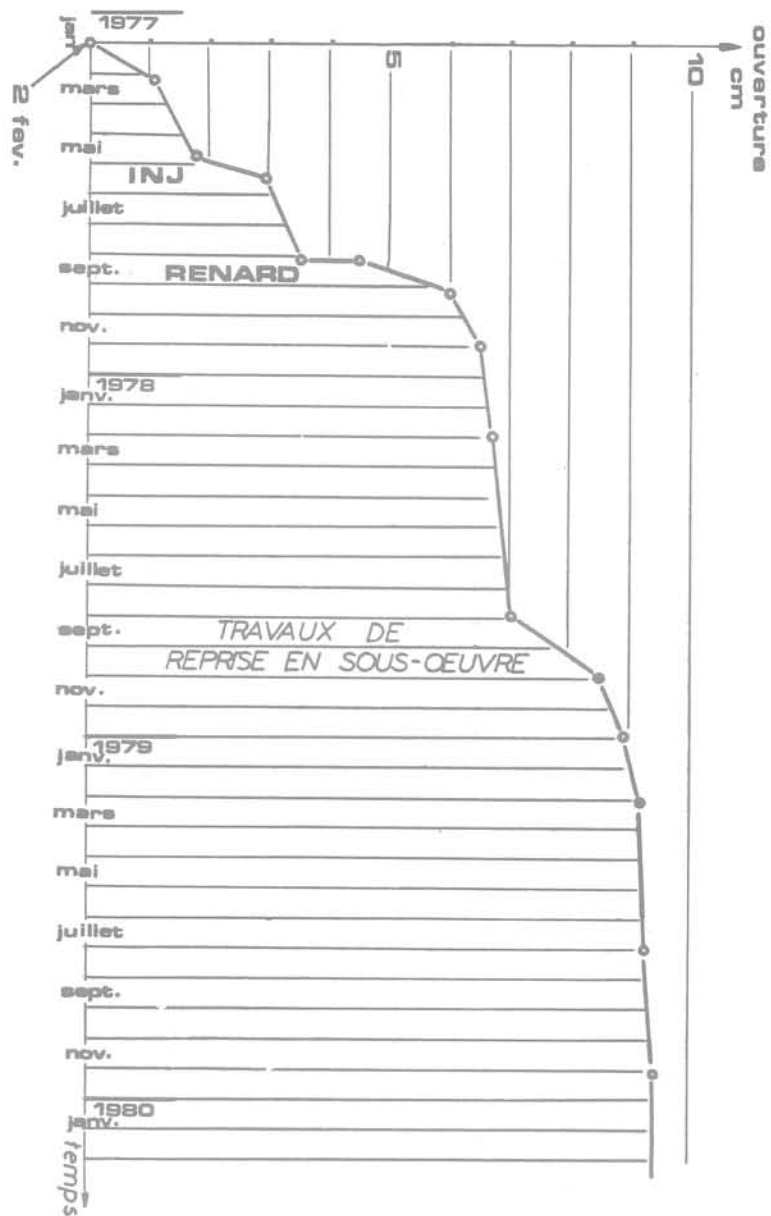


Fig. 12 Ouverture du joint à partir du 1er incident

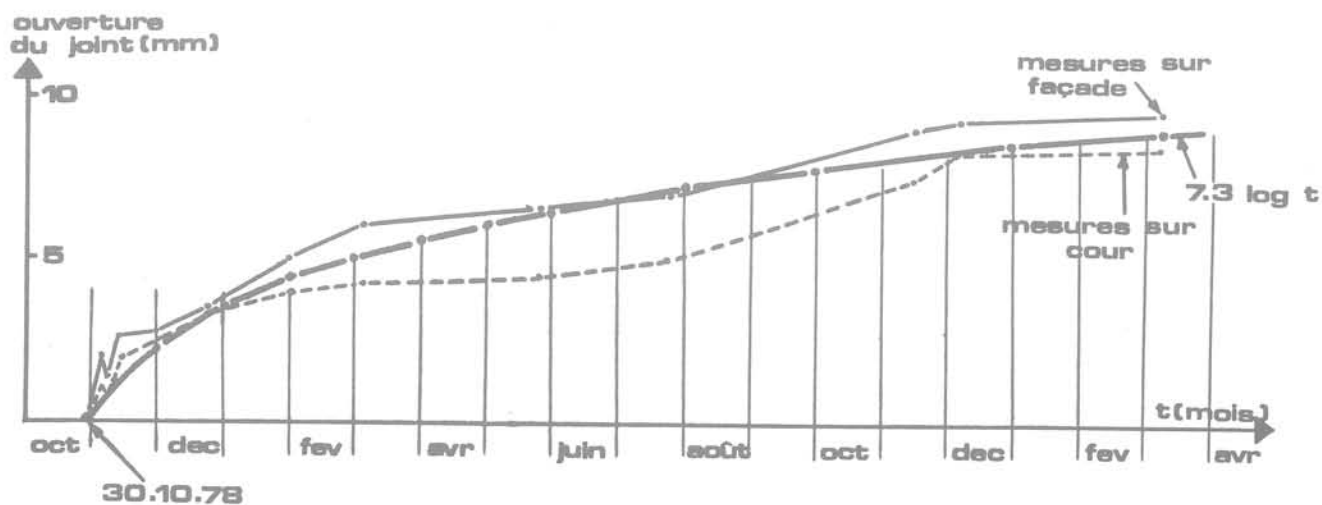


Fig. 13 Ouverture du joint après la fin des travaux

2 Sacromonte. Menton

2.1 Généralités

L'immeuble « Le Sacromonte » a été construit à flanc de colline à l'abri d'un mur de soutènement ancré par des tirants. Ce mur de soutènement de 60 m de long et 20 m de haut devait protéger, en même temps que le Sacromonte, un autre immeuble, l'Escorial, de dimensions et de structure très proches de celles du Sacromonte.

Le mur de soutènement et les immeubles étaient séparés par un espace de 0,70 m.

En février 1977, à la suite de fortes pluies, le mur de soutènement a cédé. Dans un premier temps le mur est venu s'appuyer sur les immeubles après s'être déplacé de 0,70 m. La figure 14 montre le mur de soutènement au contact des immeubles, l'Escorial au premier plan et le Sacromonte au fond. La poussée des terres était alors en majeure partie supportée par le contreventement des immeubles.

Une vingtaine d'heures plus tard l'Escorial s'effondrait. La figure 15 montre le Sacromonte à côté des décombres de l'Escorial.

Sur la figure 16 on observe la fissure du mur de soutènement en retour : le niveau des terres éboulées atteint le niveau de la toiture.

Un nouveau mur de soutènement a été exécuté à l'arrière du premier, ce qui a permis de rendre l'immeuble à sa destination.

2.2 Repères

Après l'effondrement de l'Escorial et le déplacement de 0,70 m du mur de soutènement à l'arrière du Sacromonte, les terres d'amont ont continué à se déplacer vers l'aval. Un quadrillage de points de repère a été disposé à l'amont du mur rompu sur une surface de 100 m × 100 m environ.

La vitesse mesurée à proximité de la lèvre supérieure du glissement était d'un centimètre par mois au début des travaux et nous avons estimé qu'elle permettait d'exécuter le nouvel ouvrage sans danger excessif. Toutefois, deux avertisseurs sonores ont été mis en place pour pouvoir évacuer le personnel de chantier si des signes de glissement se manifestaient.

Ces avertisseurs étaient commandés par des contacteurs électriques solidaires d'une part de la structure du Sacromonte, et d'autre part des terres d'amont.

2.3 Structure de l'immeuble et du soutènement effondré

— La structure du Sacromonte est en béton armé. Les éléments porteurs sont des voiles en béton armé perpendiculaires au soutènement. Leur épaisseur totale est $7 \times 15 + 25 = 140$ cm. C'est cette disposition des voiles qui a permis à l'immeuble de résister à la poussée des terres. Ces voiles ont joué le rôle de contreforts.

Si on estime que le prisme de terres éboulées se comporte comme un amas d'enrochements caractérisé par un angle de frottement interne de 35° , la poussée totale sur 15 m de hauteur et 28 m de longueur est de l'ordre de 1 700 tonnes.

Les contreforts ayant une longueur moyenne de 8 m, la contrainte de cisaillement dans le béton est de l'ordre



Fig. 14 Le Sacromonte et, au premier plan, l'Escorial quelques heures avant l'effondrement



Fig. 15 Le Sacromonte et l'Escorial effondré

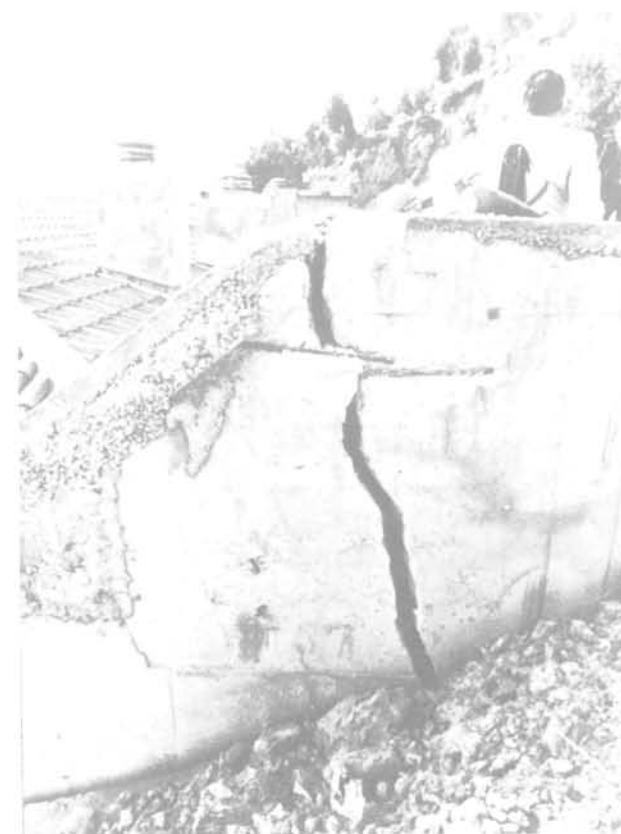


Fig. 16 Le mur de soutènement en retour après l'accident

de 1,5 MPa. La plupart des voiles étaient fissurées à 45°. Nous avons estimé à 1,5 le coefficient de sécurité à la rupture de ce soutènement improvisé.

— Les fondations de l'immeuble sont des semelles sur le grès de Menton et pouvaient facilement supporter les surcharges dues à la fonction soutènement de l'immeuble.

— Le soutènement effondré était un mur en béton armé ancré par des tirants dont la tension admissible totale au droit de l'immeuble était 440 tonnes.

2.5 Le nouvel ouvrage de soutènement

Le calcul du nouvel ouvrage de soutènement n'offre pas d'intérêt particulier et nous avons sommairement indiqué ci-dessus comment les poussées avaient été évaluées. L'important était de concevoir un ouvrage réalisable, c'est-à-dire pouvant être exécuté sans mettre en danger l'immeuble lui-même.



Fig. 17 Grès de Menton fissuré et feuillets limoneux

En se reportant à la figure 18, on remarquera que l'ouvrage comporte deux parties distinctes.

La partie supérieure nécessite un terrassement (A) sans aucune protection. Le terrassement a été limité pour ne pas mettre en mouvement la partie supérieure de la colline. Un réseau de poutres croisées ancrées par des tirants (B) a été réalisé sur le talus à partir d'échafaudages (fig. 19).

La partie inférieure comporte une série de puits creusés à la main (C) à partir de la plate-forme de travail (A). Le terrassement entre les puits et l'immeuble, et l'exécution des tirants (D) a été réalisé en trois phases de façons à ne jamais découvrir les puits sur plus de 5 m de hauteur sans tirants.

On peut voir sur la figure 20 les puits partiellement dégagés.

Les caractéristiques de l'ouvrage sont les suivantes :

- hauteur maximale : 29,50 m;
- largeur : 30 m;
- moments de flexion dans les poutres de la structure : 20 à 60 tm.
- Tirants : 31 tirants de 100 t de 18 à 28 m de longueur, la mise en tension définitive n'a été faite qu'à 50 à 80 % de la tension admissible de façon à ce que d'éventuels désordres dans la structure en béton armé ne soient pas immédiatement suivis de la rupture des tirants.

Les travaux ont duré 18 mois. De nombreux détails de finition restent encore à terminer mais l'immeuble a pu être à nouveau habité depuis le début de 1981.

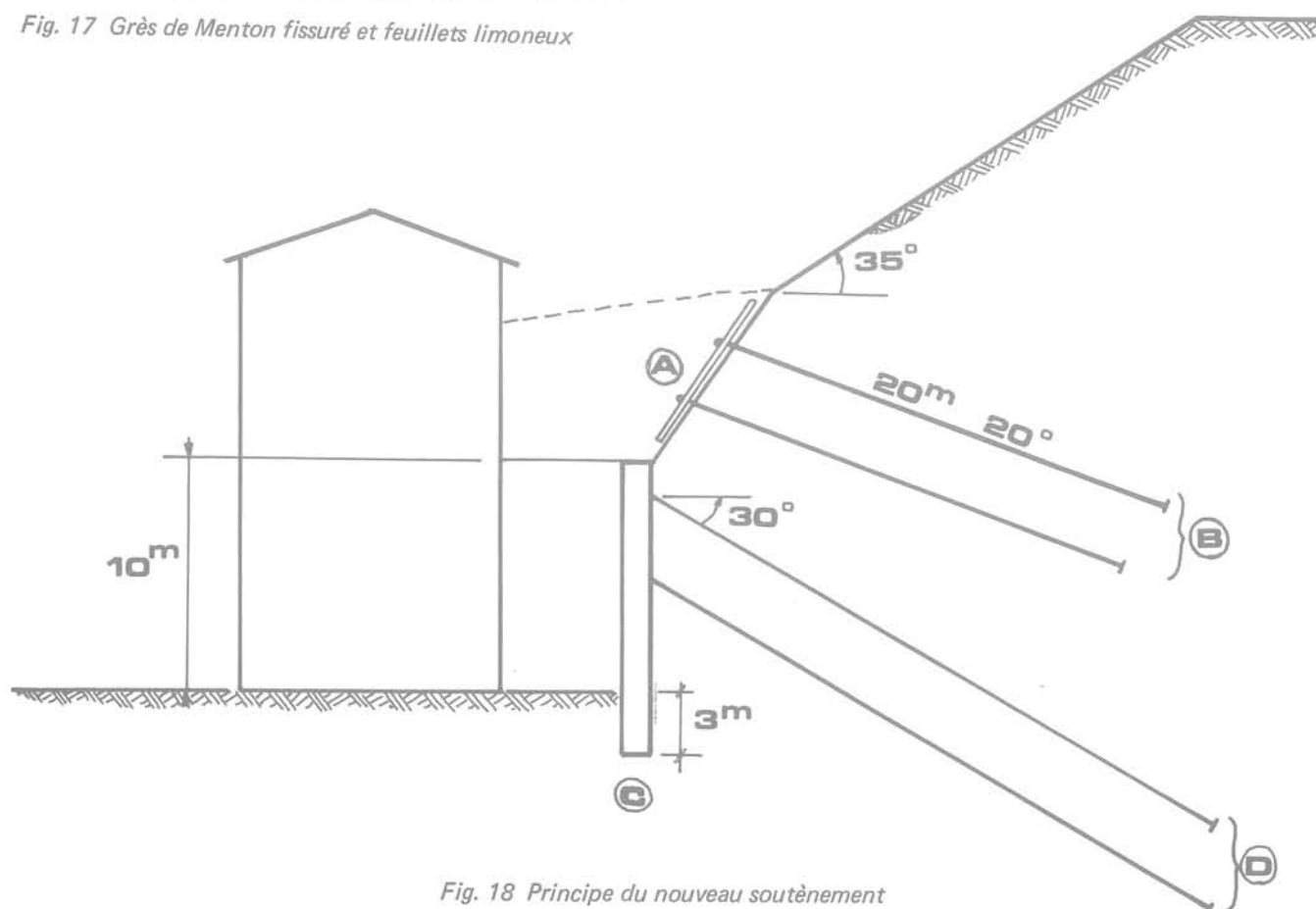


Fig. 18 Principe du nouveau soutènement

Ces tirants ont résisté pendant deux ans : les caractéristiques mécaniques du sol en place sont en effet meilleures que celles du matériau disloqué que nous avons considéré pour évaluer les poussées sur l'immeuble après effondrement du soutènement.

Le calcul du nouvel ouvrage de soutènement a été fait en considérant que 440 tonnes était la poussée maximale du sol en place sur le soutènement effondré. Outre la correction de hauteur (le nouvel ouvrage étant quelques mètres à l'arrière du premier il est nécessairement plus haut du fait de la pente de la colline), un coefficient de sécurité de 2 a été appliqué aux charges de rupture ainsi calculées.

2.4 Nature du sol

Le sol à soutenir est le grès de Menton. C'est une succession de bancs de grès pouvant atteindre quelques dizaines de centimètres d'épaisseur, alternant avec des couches de limons argileux de quelques centimètres d'épaisseur qui offrent peu de résistance au cisaillement. La poussée d'un tel massif dépend de l'orientation du pendage des bancs de grès par rapport au parement de l'ouvrage de soutènement.

En amont du Sacromonte le pendage est assez favorable. La trace d'un plan limite de couche sur le parement du soutènement est inclinée à 45° . La trace de ce plan sur un plan vertical perpendiculaire au parement est également inclinée à 45° dans le sens le plus favorable, c'est-à-dire en descendant lorsqu'on s'éloigne du parement (voir figure 17 : banc de grès et feuillet de limons).

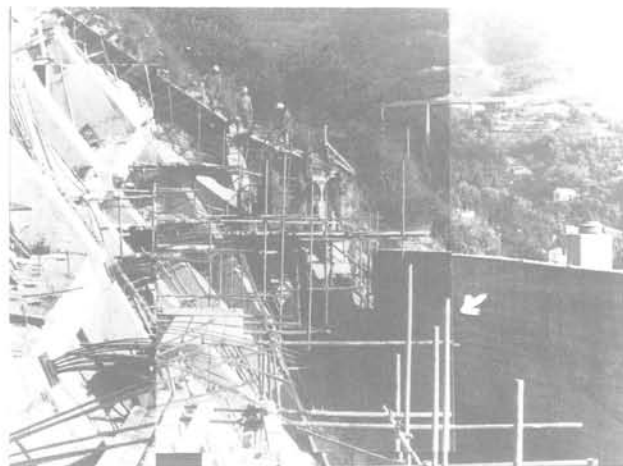


Fig. 19 Partie supérieure du soutènement

Les circulations d'eau dans ce type de massif sont particulièrement nocives. Elles facilitent le glissement de blocs de grès sur les limons et créent des pressions dans les fissures du grès. Plusieurs chutes de blocs importants ont eu lieu pendant les terrassements.

Le fait particulièrement aggravant dans le cas qui nous intéresse est que la ligne de thalweg passe entre le Sacromonte et l'Escorial.

Le mur de soutènement effondré était drainé. Le nouvel ouvrage comporte en pied une batterie de 14 drains subhorizontaux dont deux fournissent un débit visible en permanence.



Fig. 20 Ouvrage de soutènement avant finition

stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde

par

A. Renouf

Ingénieur des T. P. E.

Subdivision Travaux du Port de Boulogne-sur-Mer

J.-P. Iorio

Ingénieur civil des Ponts et Chaussées

Bureau d'Études - Entreprise SIF BACHY

G. Besançon

Ingénieur

Service Travaux - Entreprise SIF BACHY

1 Introduction

Le Service Maritime du Port de Boulogne-sur-Mer a procédé, en 1976, à la réalisation d'un terre-plein de 15 ha, par empire directe sur la mer.

Les fonds étaient constitués d'une épaisse couche de vase, sédiments apportés par les courants à l'intérieur du piège constitué par les digues.

A l'emplacement des travaux, la vase régnait de la cote $-13,00$ CM (rapportée au zéro des Cartes Marines) à la cote $-1,00/-2,00$ CM, soit légèrement en-dessous du niveau des plus basses mers ($0,00$ CM).

Le terre-plein a été élevé à la cote moyenne $+11,00$ CM en remblayant hydrauliquement avec du sable prélevé sur des bancs au large du port.

Au niveau des digues d'enclosure, la vase a été draguée, et substituée par du sable clapé, pour constituer une assise solide à la digue.

Étant donné la profondeur du traitement, ce procédé n'était pas applicable à proximité d'ouvrages existants, sans mettre en cause leur stabilité propre.

A la fin des travaux est donc restée une brèche de 130 m dans la digue d'enclosure, remplacée par une pente naturelle de sable.

2 Problèmes posés et solutions envisagées

2.1 Problèmes posés

Le problème principal concernait l'édification de la digue d'enclosure, au-dessus d'une épaisse couche de vase, sans risquer une rupture par glissement d'ensemble de l'ouvrage en cours ou après construction.

La mise au point d'une technique économique pour la réalisation de la digue passait par l'exécution d'études de sols préalables, qui ont été effectuées en 1978.

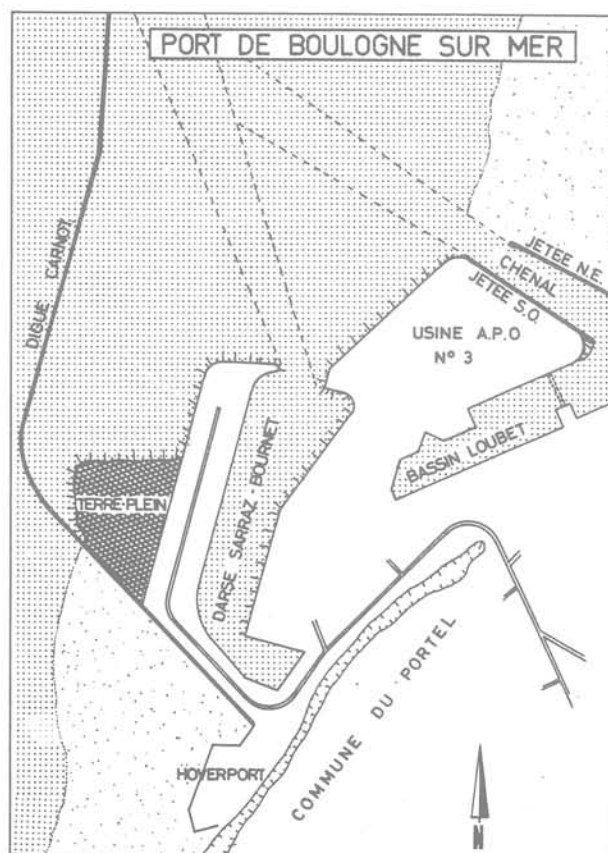


Fig. 1 Plan de situation du terre-plein

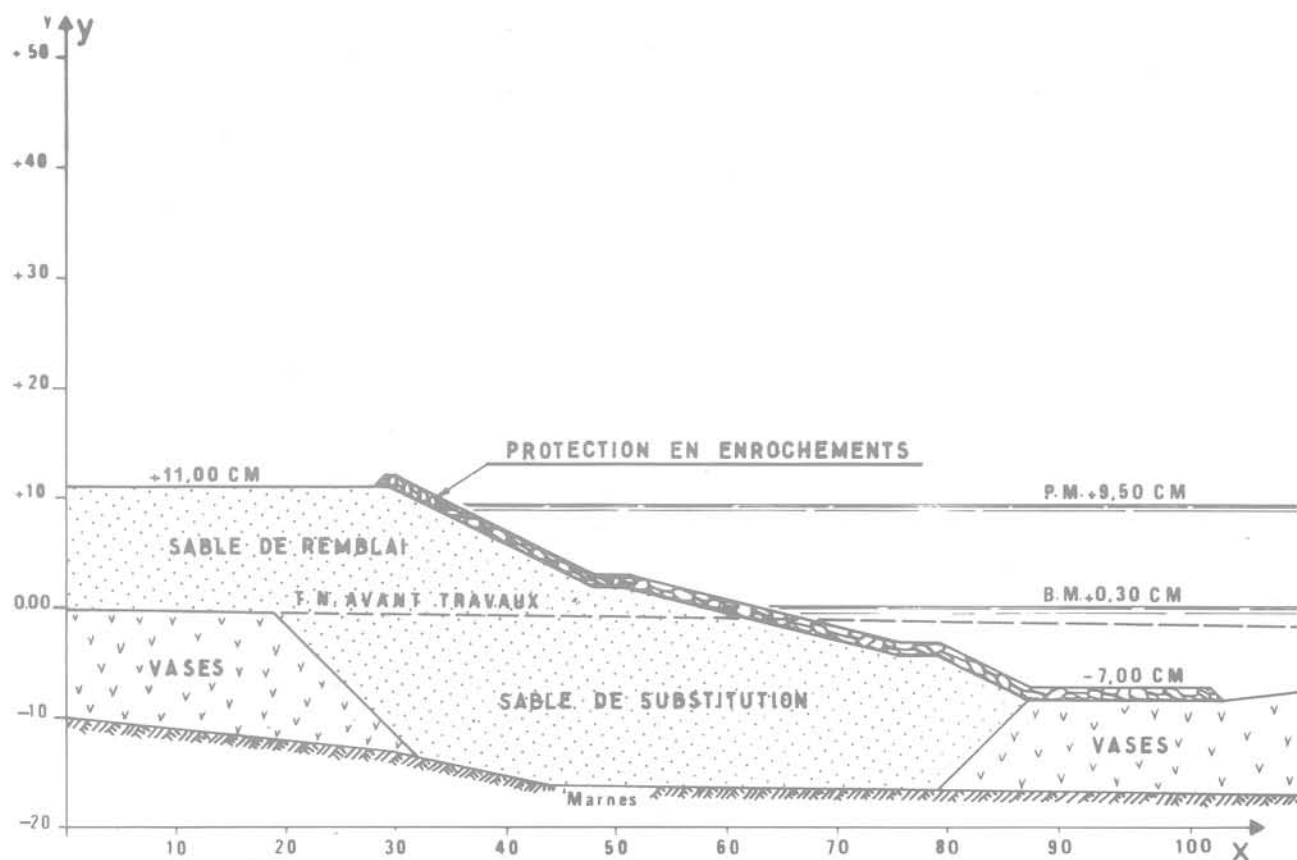


Fig. 2 Coupe-type de la limitation utilisée sur la façade Nord du terre-plein

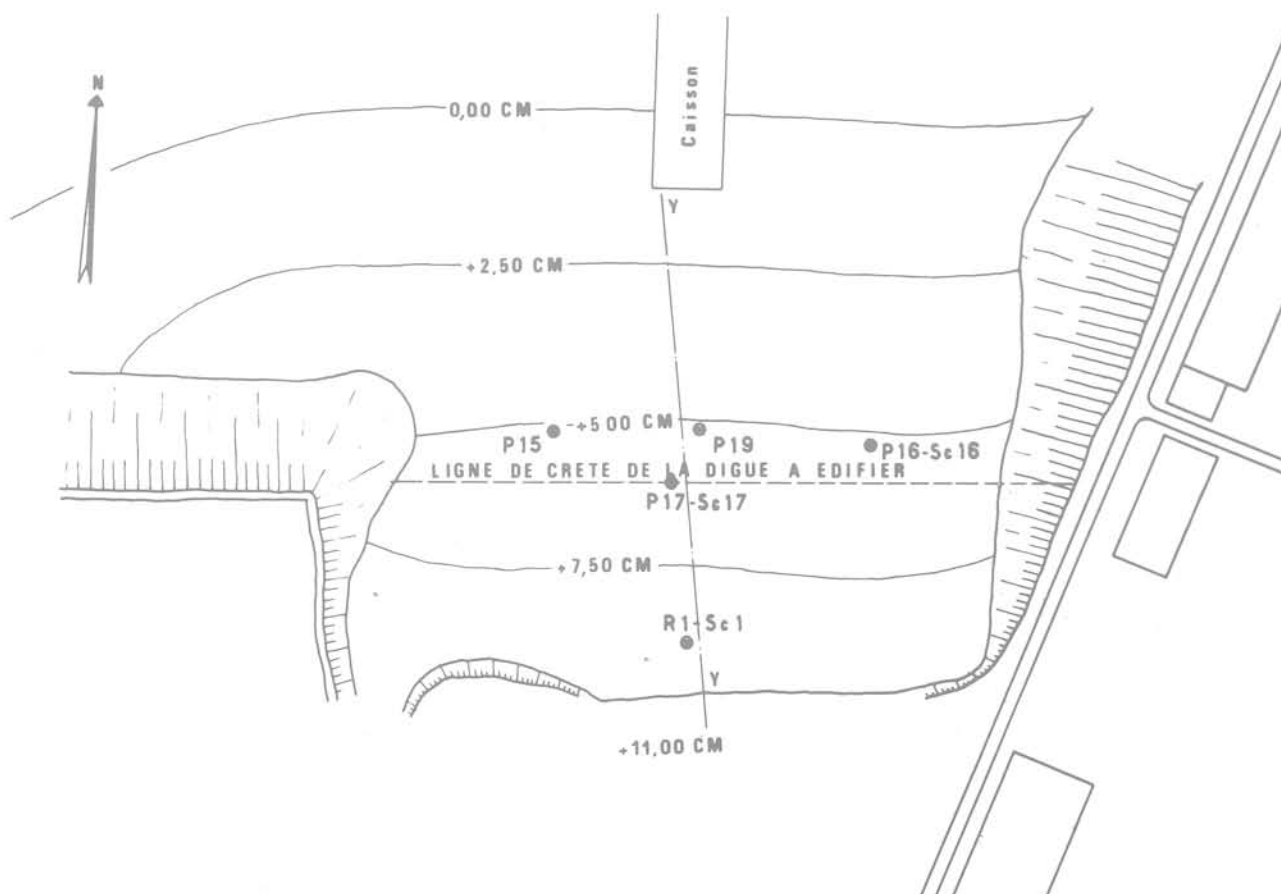


Fig. 3 Plan de la zone où la digue d'enclosure n'a pu être construite. A gauche, la limitation du nouveau terre-plein, à droite la limitation existante

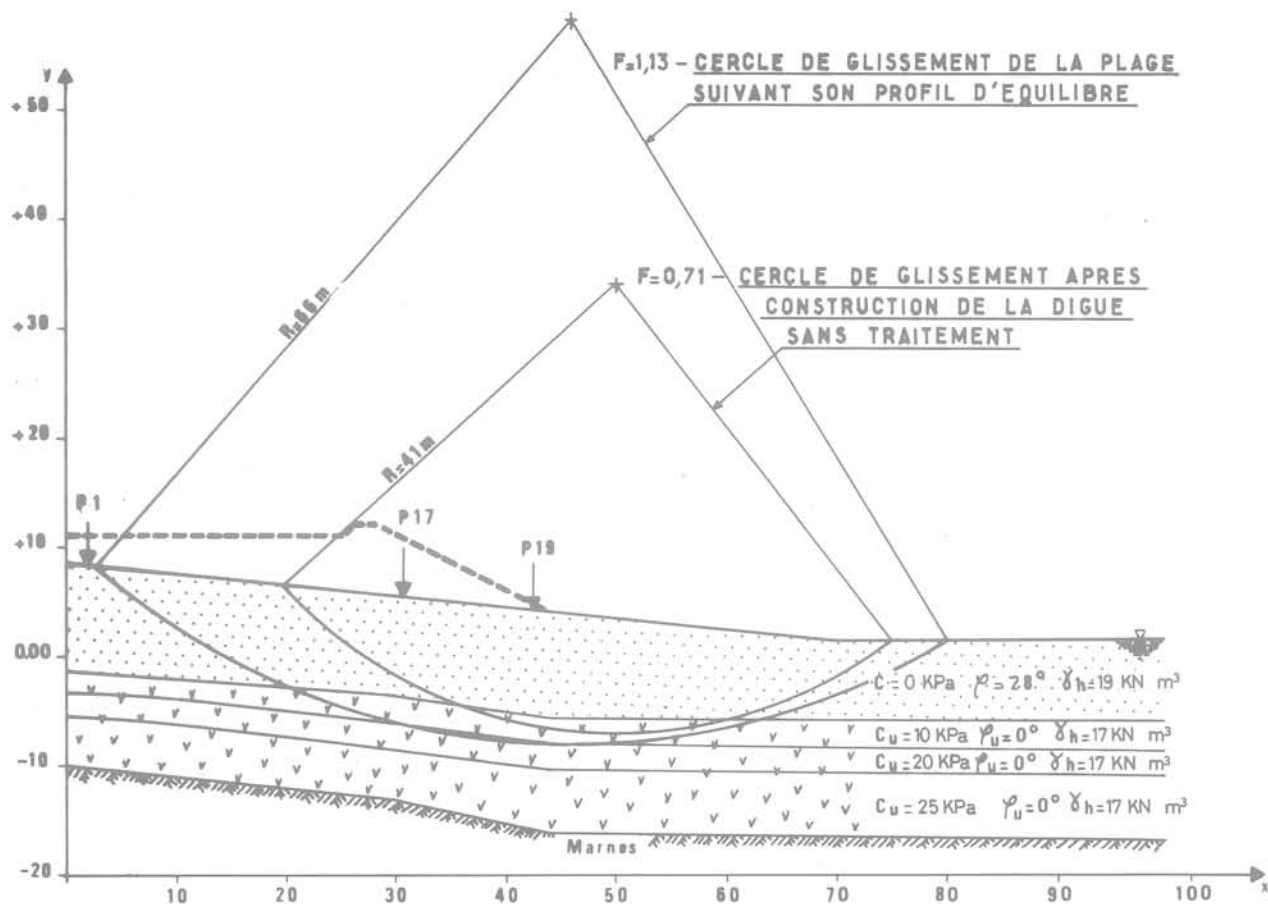


Fig. 4 Coupe géologique structurale suivant l'axe YY'

2.2 Études de sols

Une campagne de sondage a été menée sous la surveillance du Bureau de Recherches Géologiques et Minières (B. R. G. M.).

Elle comprenait un forage d'identification, et des essais *in situ* : pénétromètre statique et scissomètre (voir implantation, fig. 3).

La reconnaissance a permis de dresser une coupe des terrains, confirmant la présence d'une couche de vase de 6 à 8 m d'épaisseur surmontée de 8 à 10 m de sable peu compact (fig. 4).

Les mesures effectuées sur place, et le résultat des essais en Laboratoire ont permis de retenir, pour les calculs de stabilité, les valeurs moyennes suivantes :

Nature du sol	Épaisseur des couches	Caractéristiques		
Sable	8 à 10 m	$C = 0 \text{ kPa}$ $\phi = 28^\circ$ $\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$		
Vase	6 à 8 m	$C_u = \text{variant de } 10 \text{ kPa à } 25 \text{ kPa}$ $\varphi_u = 0^\circ$ avec la profondeur $\gamma_h = 17 \text{ kN/m}^3$		
Les calculs de stabilité ont été menés par la méthode de Bishop, et les résultats ont été les suivants :				
Profil du sol	Caractéristiques des cercles les plus défavorables			
	Coordonnées du centre X	Y	Rayon (R)	Coefficient de sécurité (F)
État actuel	46	58	66 m	1,13
Après construction de la digue	50	34	41 m	0,71

L'examen de ces résultats montre que l'édification de la digue n'est pas envisageable sans procéder à des améliorations, soit des caractéristiques géométriques de la digue, soit des caractéristiques mécaniques des sols.

2.3 Solutions sans traitement profond

A ce titre ont été envisagées deux solutions, correspondant à des techniques de coût réduit.

2.3.1 Construction de la digue par étapes

Sur la figure 5 est représenté (en grisé) l'ouvrage partiel dont la réalisation a été envisagée.

Cet ouvrage permettait de réaliser un préchargement des couches compressibles, la réalisation de l'ouvrage définitif étant subordonnée à l'attente de consolidation de la vase.

Cette solution a été abandonnée, car d'une part la stabilité de la digue seule était précaire d'autre part, l'accroissement de cohésion induit par le chargement aurait été limité : dans l'espace (sous l'emprise du projet seulement), et en valeur (inférieure à 10 kPa).

Profil du sol	Caractéristiques des cercles les plus défavorables			
	X	Y	R	F
Digue partielle	49	31	38 m	0,92

2.3.2 Adjonction d'une banquette de pied

Une seconde étude a été menée comprenant la réalisation de la digue avec adjonction de l'effet stabilisateur d'une banquette de pied (cf. fig. 5).

Les cercles de rupture les plus critiques avaient les caractéristiques suivantes :

Profil du sol	Caractéristiques des cercles les plus défavorables				
	n°	X	Y	R	F
Digue avec banquette de pied	1	53	22	31	0,83
	2	50	34	43	0,80
	3	53	46	53	0,75

Cette banquette a été réalisée en 1979, d'une part à cause de l'opportunité qui nous était offerte à l'époque de disposer de matériaux à faible coût, et d'autre part pour constituer une plate-forme de travail pour les traitements profonds dont nous voyions apparaître la nécessité.

2.4 Solutions avec traitement profond

Une consultation d'Entreprises spécialisées a été effectuée en 1979, avec pour objectif de proposer des solutions chiffrées pour l'édification de la digue.

En dehors des considérations de coût, les solutions présentées ont été examinées en tenant compte des contraintes liées au projet de construction d'un hangar sur les terre-pleins à construire : contraintes de délai (urgence des besoins en surface couverte) et contrainte supplémentaire pour la stabilité (surcharge de 60 kPa à 10 m en arrière des limitations).

Les diverses solutions présentées peuvent se ranger dans quatre catégories principales, présentées au tableau 1.

2.5 Marche

Un marché a finalement été passé avec l'Entreprise SIF BACHY sur la base de la solution 3, pour un montant de 2014 000 F T.T.C., et une durée de trois mois.

Le marché stipulait que l'Entreprise devait vérifier par le calcul la tenue de la digue en examinant trois cas :

- un cas de chantier correspondant à une des phases de travaux : stabilité sous la charge apportée par une plate-forme à +9,50, après réalisation d'une première partie du traitement;
- deux cas correspondant à l'exploitation ultérieure, soit :
 - stabilité sous la charge des remblais à leur cote

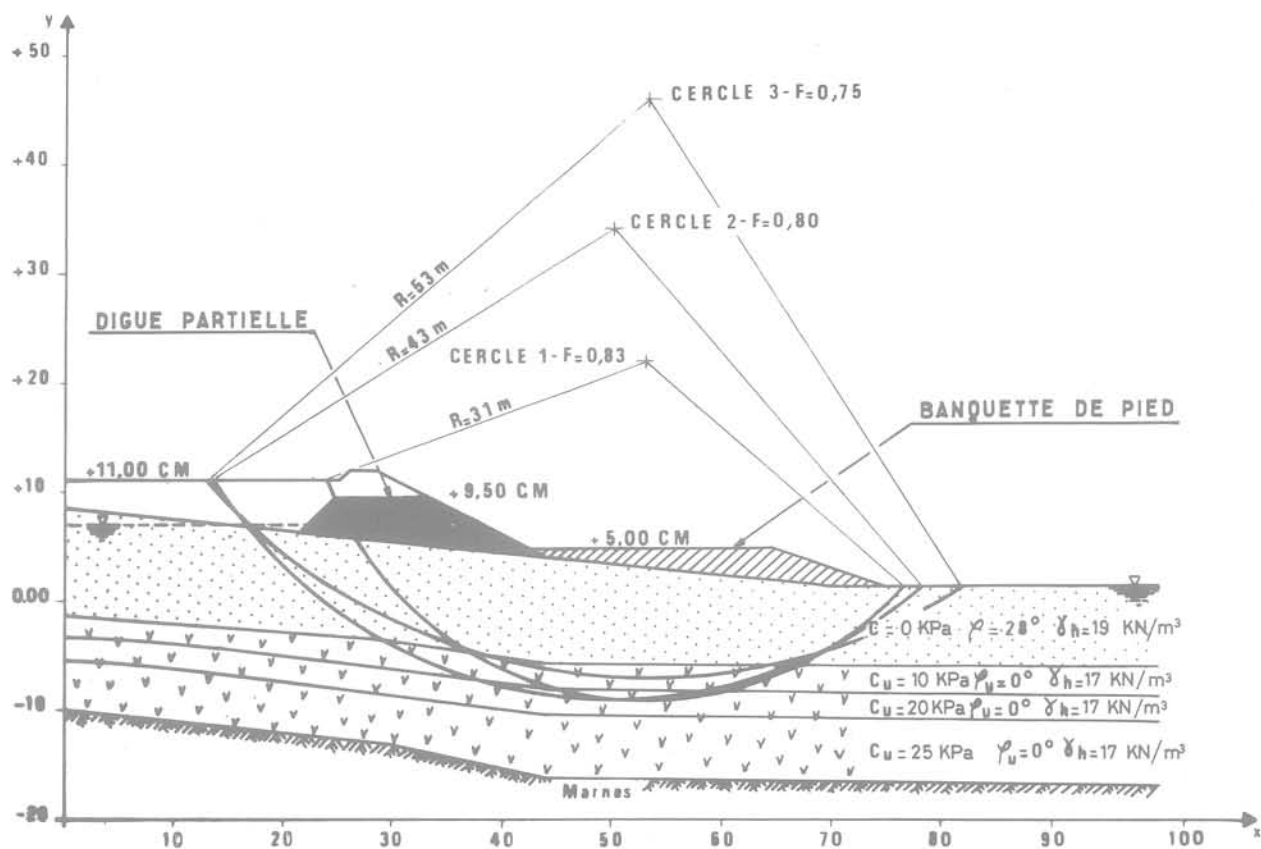


Fig. 5 Coupe des projets envisagés sans traitement profond. En grisé, la digue partielle. En hachuré, la banquette de pied

Tableau 1 : Résultats de la consultation d'Entreprises spécialisées

Désignation de la technique proposée	Coût (caleur mai 1979)	Observations	
		Avantages	Inconvénients
1) Vibroflottation du sable	1 500 000 pour 4 400 m ²	Effet immédiat	Rupture non circulaire probable dans la vase
2) Drains (P. V. C.)	2 500 000 pour 5 500 m ²	Méthode éprouvée	Délai important avant prise de possession des terrains
3) Vibroflottation du sable et colonnes ballastées dans la vase	2 100 000 pour 5 500 m ²	• Effet immédiat • Sécurité s'améliorant dans le temps (effet de drain)	Amélioration difficile à apprécier par le calcul
4) Clouage des terrains avec des portiques (H. E. A. 1 000 espacés de 2,20 m)	3 000 000	Effet immédiat	• Méthode nouvelle • Calcul de la stabilité des portiques difficile • Problèmes sur la portance de l'appui arrière des portiques

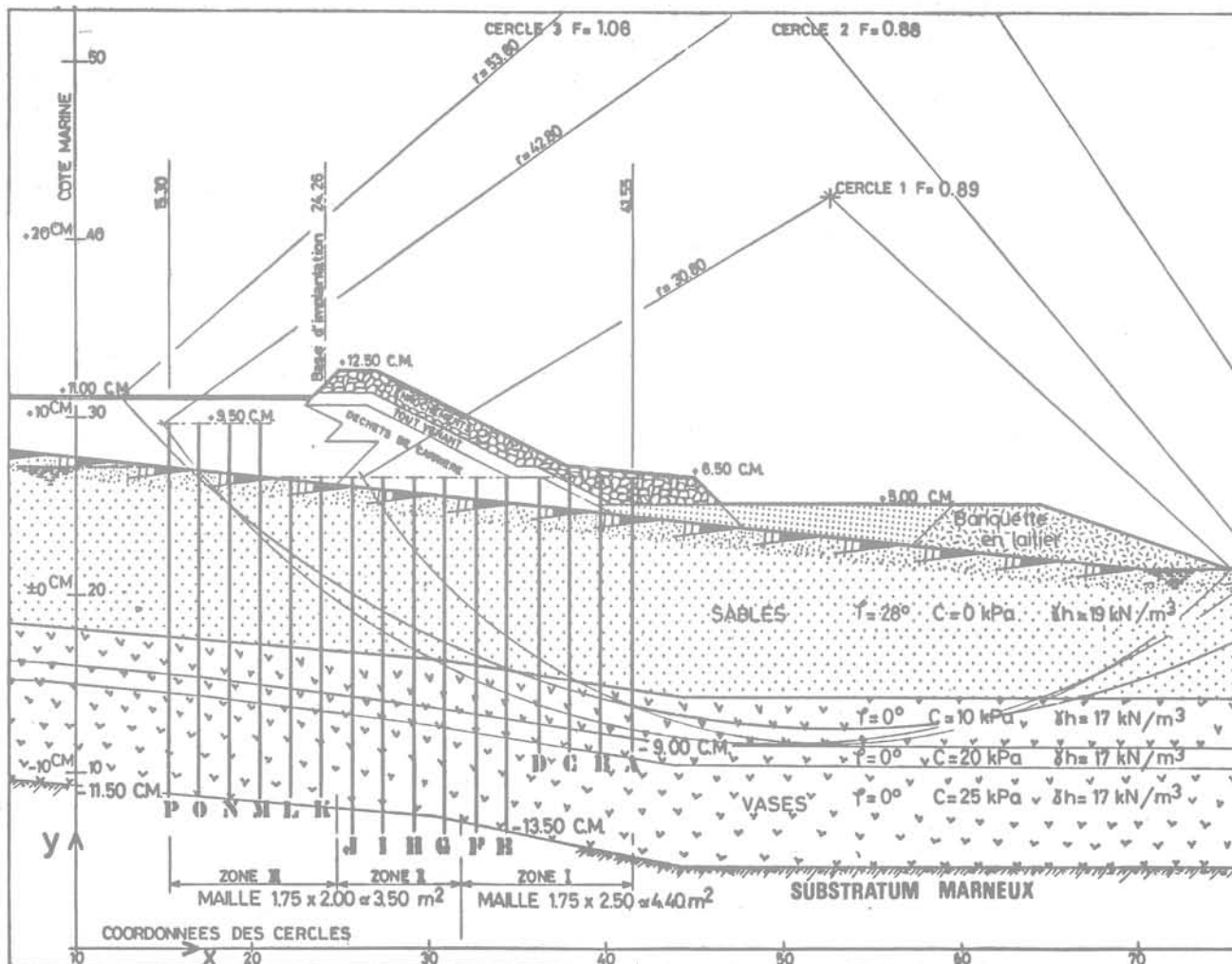


Fig. 6 Implantation et maillage des colonnes ballastées

définitive, appliquée deux mois après la fin des travaux de traitement de sols;

- stabilité sous la surcharge de 60 kPa, appliquée six mois après la fin des travaux de traitement de sols.

3 Calculs

Les calculs ont été menés en deux temps :

- dimensionnement du maillage des colonnes en fonction des charges verticales du remblai et de la force portante des colonnes;
- vérification de la stabilité au glissement circulaire en appréciant l'accroissement de résistance apporté par le traitement du terrain.

3.1 Rappels sur le procédé de traitement de sols par vibration profonde

Bien qu'utilisant un matériel identique, le procédé de vibration profonde comporte deux techniques fondamentalement différentes :

- vibroflottation pour traitement des sols non cohérents (sables);
- colonnes ballastées pour traitement des sols cohérents (argile).

Dans le cas présent de Boulogne-sur-Mer, il convenait de traiter la couche de sable lâche des remblais hydrauliques par vibroflottation, et d'exécuter des colonnes ballastées dans l'horizon des vases molles.

Nous n'insisterons pas sur la technique de vibroflottation qui est extrêmement classique, et qui a fait l'objet de nombreuses publications françaises et étrangères.

Par contre, il convient de rappeler les principes de fonctionnement des colonnes ballastées, étant donné que le problème de stabilité générale ne pouvait être réglé que par un traitement judicieux de la couche de vases molles, c'est-à-dire par le dimensionnement à adopter pour le dispositif de colonnes ballastées.

Stabilité des colonnes

a) Concentration de charge

La colonne ballastée revient à opérer une substitution ponctuelle dans la couche de mauvaises caractéristiques mécaniques, et constitue un point dur dont le module de déformation est nettement plus élevé que celui du sol encaissant.

L'observation montre que, sous la charge induite par l'ouvrage, les tassements sont identiques pour la colonne et le sol ambiant. Il en résulte une concentration de charge sur la colonne ballastée.

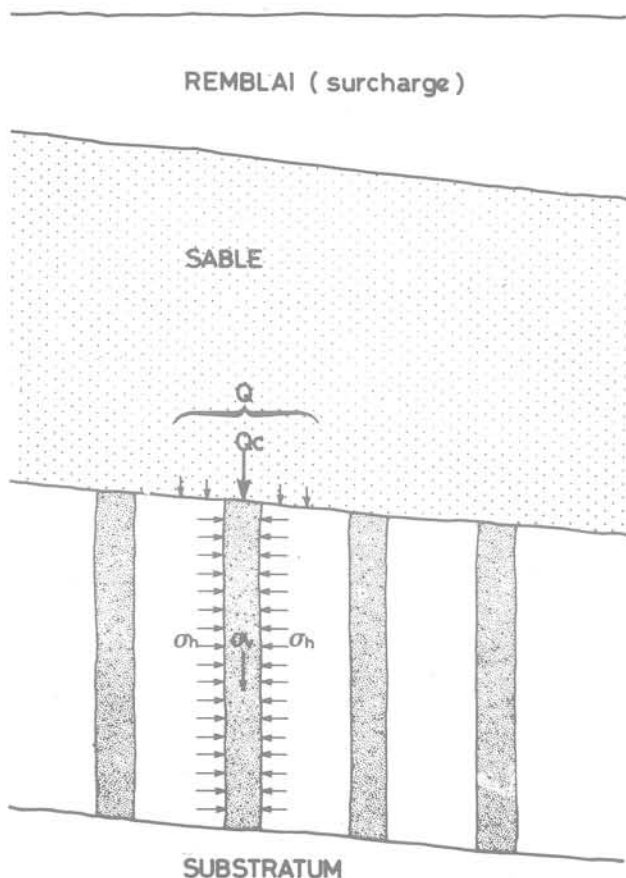


Fig. 7 Schéma de comportement des colonnes ballastées

Le premier calcul consistera donc à déterminer, par un calcul hyperstatique, le pourcentage de charge repris par les colonnes ballastées; dans une certaine mesure, on peut assimiler cette situation à une stabilité à court terme.

b) Rôle de pseudo-pieu

La concentration de charge peut devenir excessive. Or, les colonnes ballastées constituent des éléments de transition à caractéristiques mécaniques élevées, et permettent de reporter les charges sur un horizon sous-jacent. On peut admettre comme deuxième mode de calcul que ces pseudo-pieux supportent toute la surcharge du remblai.

Le mécanisme de transfert peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial, car la colonne ballastée n'existe que grâce à la réaction latérale qui peut être fournie par le sol encaissant.

Cette réaction latérale correspond, à rupture, à la pression limite mesurée par l'essai pressiométrique, et peut d'ailleurs être donnée par corrélation, par tout autre essai *in situ* tel que pénétromètre ou scissomètre.

Le deuxième calcul consistera donc à déterminer la force portante admissible des colonnes ballastées, et par conséquent, le maillage du traitement en fonction des charges induites par l'ouvrage.

Effet du drainage

La colonne ballastée étant constituée par un matériau d'apport graveleux non cohérent, il en résulte un effet de drainage de la couche de vase.

Il s'ensuit une amélioration des caractéristiques mécaniques du sol ambiant, par dissipation des pressions interstitielles. Cette amélioration à long terme, ne peut pas être prise en compte dans le dimensionnement du traitement, tous les calculs devant être réalisés à court terme.

Par contre, cet effet drainant apporte une sécurité supplémentaire très intéressante car, par application de la théorie de consolidation radiale de Barron, comme on la trouve par exemple dans Magnan (1977), et en assimilant les colonnes ballastées à de gros drains de sable, on constate que 90 % de la consolidation des vases sera obtenu dans un délai très rapide (quelques mois).

3.2 Dimensionnement du réseau de colonnes ballastées : force portante et maillage

3.2.1 Stabilité à court terme

Le premier calcul a été conduit en assimilant la colonne ballastée à un ressort, et en recherchant le pourcentage de charge qui pourrait être repris par la colonne.

Ce calcul repose sur deux constatations résultant de nombreux essais et calculs effectués tant en France qu'à l'étranger :

- le tassement à la surface du terrain naturel est identique à celui mesuré en tête des colonnes (d'après J. Vautrain, 1980);
- le module de déformation dans la colonne ballastée est au moins 10 fois supérieur à celui du sol encaissant, sans toutefois pouvoir excéder une valeur de 100 MPa.

Extrait de l'article : « Stabilisation d'une pente marine bi-couche par vibration profonde. »

En écrivant l'égalité des déformations, on trouve la charge reprise par la colonne :

$$Q_c/Q = 10 \times S_c / (10 \times S_c + S_s)$$

formule dans laquelle :

Q_c = charge reprise par la colonne,

Q = charge totale,

S_c = surface de la colonne,

S_s = surface du sol ambiant (surface maillage, surface colonne).

On verra au paragraphe suivant (§ 3.2.2) que les charges transmises aux colonnes sont nettement inférieures à leur limite de rupture.

Avec un module de déformation des vases $E_s = 1$ MPa qui résulte du rapport de sols, et avec les maillages envisagés (fig. 6) on arrive aux résultats suivants :

Zone de traitement	I	II	III
Maillage du traitement	$1,75 \times 2,50$ ≐ $4,40 \text{ m}^2$	$1,75 \times 2$ = $3,50 \text{ m}^2$	$1,75 \times 2$ = $3,50 \text{ m}^2$
Q_c/Q	0,75	0,80	0,80
Coefficient de sécurité sur la portance des colonnes à court terme	1,69	1,29	1,57

On constate ainsi que le dimensionnement du projet est parfaitement admissible à court terme.

3.2.2 Pseudo-pieu à rupture

Le deuxième calcul a été conduit en assimilant la colonne ballastée à l'éprouvette de matériau pulvérulent placée dans l'appareil triaxial, c'est-à-dire par application de la formule :

$$\sigma_v = P_l \times (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi),$$

dans laquelle :

$\phi = 38^\circ$ valeur minimum de l'angle de frottement interne de la colonne,

$P_l = 60$ kPa, valeur de la pression limite des vases ressortant du rapport de sols B. R. G. M.

Cette valeur de pression limite correspond aux valeurs les plus faibles mesurées en tête de la couche de vase, soit au scissomètre ($C_u = 10$ kPa), soit au pénétromètre statique ($R_p \approx 0,2$ MPa).

Nous avons pris par ailleurs les hypothèses suivantes :

- section droite de la colonne de 1 m^2 , ce qui correspond en pratique à une incorporation de matériau d'apport foisonné de $1,5 \text{ m}^3/\text{ml}$;
- totalité des charges reprise par les colonnes.

Sur les bases ci-dessus, la capacité portante d'une colonne ballastée, à rupture, a été estimée à 250 kN.

Cet état de contraintes étant sujet à variation dans le temps, nous avons envisagé trois hypothèses traduisant chacune un état limite susceptible d'exister au sein des colonnes.

Hypothèse A

Pendant et immédiatement après le chargement, l'étreinte latérale des colonnes est égale à la pression limite du sol ambiant.

Les contraintes principales dans les colonnes sont alors :

$$\sigma_h = P_l,$$

$$\sigma_v = Q/S_c \text{ avec une limite supérieure égale à } j \times P_l,$$

($j = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$), rapport limite des contraintes principales à la rupture, $j = 4,20$ pour $\phi = 38^\circ$).

Dans notre cas, nous prendrons $\sigma_v = j \times P_l$, puisque les calculs ont montré que les colonnes seraient à la limite de leur charge admissible.

Dans cette hypothèse, les vases sont prises en compte avec leurs caractéristiques à court terme, soit :

$$\phi_u = 0^\circ, \quad C_u = 10 \text{ kPa}.$$

Hypothèses B1 et B2

Un certain temps après le chargement, les colonnes subissent une relaxation, et on assiste à une redistribution des charges de remblai.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Zone de traitement	I	II	III
Maillage du traitement	$1,75 \times 2,50$ $\approx 4,40 \text{ m}^2$	$1,75 \times 2$ $= 3,50 \text{ m}^2$	$1,75 \times 2$ $= 3,50 \text{ m}^2$
Charge du terre-plein	45 kPa	69 kPa	57 kPa
Coefficient de sécurité sur la portance des colonnes	1,27	1,04	1,25

Dans ce cas particulier de traitement de sols, il est parfaitement admissible de faire travailler les colonnes avec un coefficient de sécurité légèrement supérieur à 1.

En effet, d'une part la répartition des charges envisagée pour le court terme au paragraphe précédent (§ 3.2.1) continuera à exister, et d'autre part, à plus long terme, les vases se consolideront et fourniront une étreinte latérale supérieure à celle qui a été prise en compte ici.

3.3 Vérification de la stabilité générale au glissement circulaire

3.3.1 Résistance au cisaillement des colonnes ballastées. Hypothèses

Le calcul de la résistance au cisaillement apportée par les colonnes est délicat du fait que le sol traité constitue un matériau anisotrope, et que cette résistance dépend de l'état de contraintes des colonnes.

A long terme, la charge reprise par les colonnes est un pourcentage du poids des terres, ce pourcentage étant compris entre 1 (hypothèse B2 : la charge du terre-plein est uniformément répartie sur les colonnes et le terrain naturel), et j (hypothèse B1).

Les contraintes principales dans les colonnes sont alors :

Hypothèse B1	Hypothèse B2
$\sigma_h = \gamma Z$	$\sigma_h = \gamma Z$
$\sigma_v = j \times \gamma Z$	$\sigma_v = \gamma Z$

Dans ce cas, les vases sont prises en compte avec des caractéristiques améliorées : $C = 20$ kPa, pour tenir compte de leur consolidation.

Cette amélioration de la cohésion est attestée par les mesures de cohésion après traitement effectuées au scissomètre (J. Vautrain, 1980).

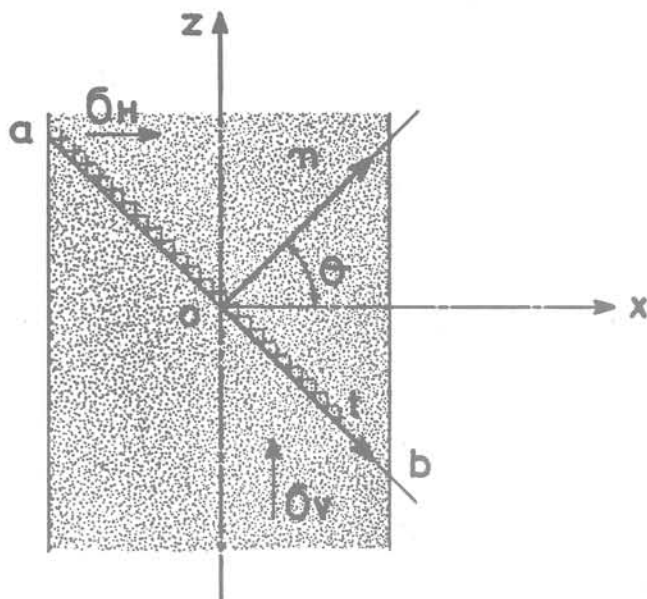


Fig. 8 Distribution des contraintes dans la colonne ballastée

Calcul de la résistance au cisaillement à partir de (σ_h , σ_v)

Le plan de rupture (ab) coupant l'axe de la colonne en O à la profondeur Z, est défini par l'angle θ de sa normale avec l'axe horizontal $\overline{Ox}$ (fig. 8).

La contrainte normale n et la contrainte tangentielle t au plan de rupture se déduisent des contraintes principales σ_h et σ_v par les relations :

$$n = \sigma_h \cos^2 \theta + \sigma_v \sin^2 \theta$$

$$t = (\sigma_v - \sigma_h) \sin \theta \cos \theta.$$

Connaissant (n , t) on obtient la contrainte de résistance au cisaillement :

$$\tau_c = n \tan \phi - t$$

formule dans laquelle la contrainte tangentielle t est exprimée en valeur algébrique suivant l'inclinaison θ et le signe de $(\sigma_v - \sigma_h)$.

D'où on déduit la force de résistance au cisaillement mobilisable dans la colonne suivant l'inclinaison θ :

$$T_c = \tau_c \times S_c / \sin \theta = (n \tan \phi - t) \times S_c / \sin \theta.$$

3.3.2 Déroulement du calcul. Résultats

La stabilité générale au glissement circulaire a été vérifiée suivant la méthode de Fellenius.

Pour les trois cercles étudiés, le calcul est fait en deux étapes :

a) Calcul du coefficient de sécurité sans colonnes ballastées avec les caractéristiques du terrain non traité

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme d'habitude par le rapport du moment résistant au moment moteur.

Le moment résistant est calculé à partir de la résistance au cisaillement $t_1 = n \tan \phi$ dans les sables et $t_2 = C_u$ dans les vases.

b) Calcul du coefficient de sécurité prenant en compte le traitement

On admet toujours la même définition de F_s mais, cette fois-ci, le moment résistant est calculé à partir de $t_1 = n \tan \phi_1$ dans les sables (ϕ_1 angle de frottement amélioré), $t_2 = C$ dans les vases (C cohésion améliorée, hypothèses B1 et B2) et τ_c résistance au cisaillement des colonnes définie précédemment (hypothèses A, B1 et B2) chacune de ces résistances au cisaillement étant affectée des aires correspondantes.

Résultats

Les résultats de l'étude effectuée sur ordinateur à l'aide du programme Cerglis de Sif Bachy figurent dans le tableau ci-dessous :

Cercle critique n°	1	2	3
F_s (sans traitement)	0,89	0,88	10,6
F_s (après traitement)			
Hypothèse A	1,61	1,78	1,95
Hypothèse B1	1,40	2,09	2,08
Hypothèse B2	1,32	1,53	1,61

Le coefficient de sécurité le plus critique après traitement est égal à 1,61 à court terme (hypothèse A) et est compris entre 1,32 et 1,40 à long terme (hypothèses B1 et B2).

L'augmentation relative du coefficient de sécurité à long terme est supérieure à 48 % pour les trois cercles étudiés.

Il peut être noté que le traitement des sables supérieurs (augmentation de l'angle de frottement par vibroflotation) entre pour une part notable dans la stabilité à court terme. Par contre, suivant les hypothèses B1 et B2, le traitement des sables perd son caractère prédominant par suite de l'homogénéisation relative des sols traités.

4 Description des travaux et contrôles

4.1 Phasage des travaux

La stabilité précaire de la pente existante avant travaux, bien que confortée par la réalisation de la banquette de pied, a nécessité de faire commencer le traitement sur une plate-forme épousant au plus près le talus naturel existant.

Le phasage suivant a donc été retenu pour l'exécution des travaux :

Phase 1 : exécution du traitement de sols (files A à L) à partir d'une plate-forme à +6,50 CM (submergée à chaque marée).

Phase 2 : réalisation par l'Entreprise retenue pour la construction de la digue d'une première tranche de remblais à +9,50 CM, bénéficiant de l'amélioration des sols provoquée par le premier traitement.

Phase 3 : réalisation de la dernière partie du traitement de sols à partir de cette plate-forme.

Ce phasage a été mis au point dans le souci de limiter le temps de travail à la marée, plus long et plus coûteux. Il présente d'autre part l'avantage d'imbriquer les travaux de traitement et de remblaiement, permettant de réduire d'autant le délai de mise à disposition de la plate-forme définitive.

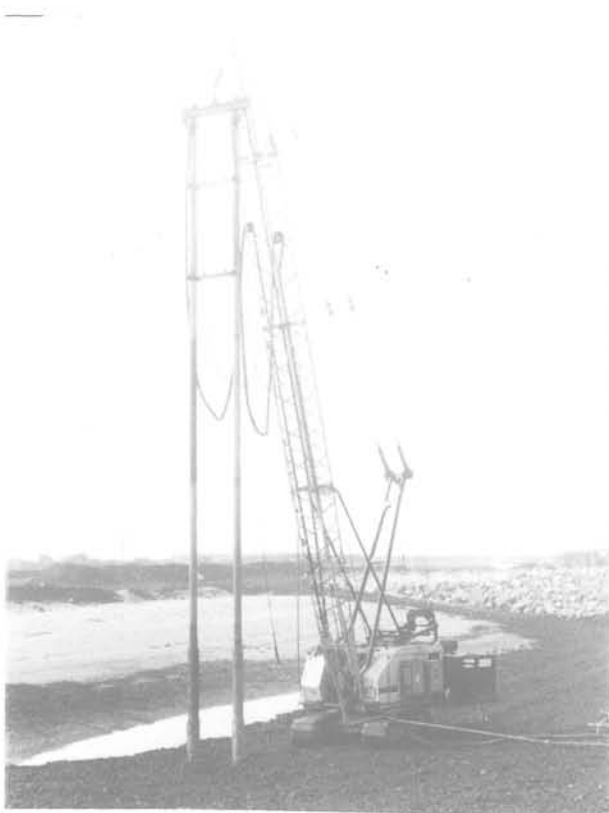


Fig. 9 Vibreurs couplés en position de travail



Fig. 10 Mise en place du matériau graveleux dans la colonne ballastée



Fig. 11 Affaissement de la plate-forme en cours de fonçage

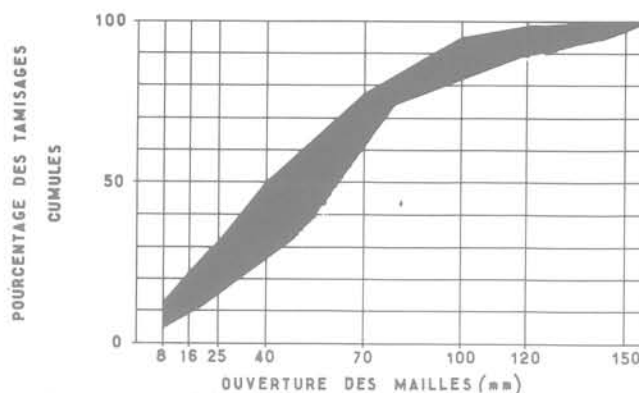


Fig. 12 Granulométrie du matériau d'apport

4.2 Mode d'exécution des travaux

L'exécution du traitement à partir de la plate-forme à +6,50 CM nécessitait de replier le matériel à chaque marée, limitant le temps de travail effectif à 5 ou 8 heures par marée (suivant l'amplitude de celle-ci).

Chaque marée ne permettait d'effectuer qu'un nombre restreint de colonnes (entre 8 à 10 colonnes).

Pour satisfaire à la contrainte de délai, l'Entreprise a mis en œuvre des moyens puissants :

- grue Koering 605 équipée avec flèche de 27 m et supportant deux équipements de vibroflottation de 22,50 m de longueur;
- groupe électrogène de 275 KVA supporté par la machine;
- station de pompage en mer prévue pour débiter 200 m³/h sous 9 bars.

L'ensemble des travaux a été réalisé du 9 octobre au 20 décembre 1979, en travaillant une moyenne de 9 marées par semaine, avec deux équipes se relayant.

Il a été réalisé 11500 ml de traitement, avec des profondeurs de point de compactage variant de 15 à 22 m.

Pour la réalisation des colonnes, il a été utilisé plus de 10 000 t de matériau d'apport (tout-venant concassé de laitier de granulométrie 0 à 80 mm).

Sur l'épaisseur de la couche de sable, seul un apport de sable a été nécessaire pour remplir les colonnes lors de la vibroflottation.

4.3 Contrôles sur chantier

La rapidité d'exécution des travaux a empêché de procéder à l'instrumentation des terrains, ce qui aurait permis de suivre *in situ* l'évolution des caractéristiques des sols.

Les contrôles ont donc porté sur les paramètres qu'il était possible de suivre en cours de chantier :

- *niveaux supérieurs et inférieurs de la vase.*

L'interface sable-vase était nettement reconnaissable sur chantier par la variation de couleur de l'eau remontant à la surface. Les niveaux pris en compte pour les calculs ont pu ainsi être vérifiés de manière incontestable.

- *taux d'incorporation du matériau d'apport.*

Il a pu être vérifié, en procédant à des essais d'information, que le taux d'incorporation, ramené au mètre linéaire de colonne, variait sur la hauteur de celle-ci.

Cette variation est normale et exprime que la colonne s'expande suivant un diamètre dont la valeur est fonction des caractéristiques du milieu ambiant.

Le graphique ci-dessous représente la variation du taux d'incorporation dQ/dh en fonction de la hauteur (fig. 13).

L'application de cette loi de variation, établie à partir de valeurs résultant de l'expérience de l'Entreprise, mène à un taux moyen égal à $1,44 \text{ m}^3/\text{ml}$.

De nombreuses vérifications effectuées sur le chantier ont fait apparaître un taux moyen de $1,65 \text{ m}^3/\text{ml}$, valeur sensiblement supérieure à celle prise en compte dans les hypothèses de calcul.

5 Conclusion

Le traitement de sols par vibration profonde est une technique extrêmement intéressante dans le cas de « stabilisation de sols très compressibles ».

Dans le cas bien précis de stabilisation avec cercles de grand glissement, une méthode originale de dimensionnement a été utilisée, qui fait l'objet de la présente communication.

Cette méthode, d'application aisée, présente un intérêt certain pour le dimensionnement des projets, en ce sens qu'elle traduit le comportement réel des colonnes ballastées, dont la résistance au cisaillement dépend de l'état de contraintes auquel elles sont soumises.

Elle fait largement appel à des concepts nouveaux sur le fonctionnement des colonnes ballastées, dont l'état de contraintes est examiné séparément à court terme (en contraintes totales) et à long terme (après dissipation des pressions interstitielles).

On s'aperçoit que, bien qu'à long terme la capacité portante des colonnes soit diminuée et qu'une relaxation ait lieu dans les vases, la redistribution des charges et la consolidation qui en résulte améliore le coefficient de sécurité de l'ouvrage, aussi bien vis-à-vis de la force portante que vis-à-vis de la stabilité générale.

Cette technique n'est cependant pas utilisable en toutes circonstances, puisque la relaxation des colonnes envisagées dans le calcul s'accompagne obligatoirement de tassements. Ces tassements sont compatibles avec des structures déformables (remblais par exemple) ce qui était le cas à Boulogne-sur-Mer.

Référence bibliographique

M. Cassan (1974). « Étude des fondations du viaduc de Cagnes-sur-Mer, sur l'autoroute A8. » « Chantiers de France », 1974.

D. T. U. n° 13.2 (1978). « Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. » Chapitre VIII colonnes ballastées, juin 1978.

K. Kirsch (1977). « Baugrundverbesserung unter Verwendung Von Tiefenrüttlern (Kurzfassung). » Vortrag zum Seminar « Baugrundverbesserungen » and der Akademie Wuppertal im, mai 1977.

J.-P. Magnan (1977). « Remblais sur sols compressibles. » Séminaire A. A. E. N. P. C. Chapitre VI, étude des tassements, Paris, novembre 1977, pages 97-99.

M. Morgenthaler, Cambou et G. Sanglerat (1978). « Colonnes ballastées. Essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis. » Revue Française de Géotechnique n° 5, novembre 1978, pages 41-55.

G. Pilot et al. (1977). « Méthodes d'amélioration des propriétés géotechniques des argiles molles. » International Symposium on Soft Clay, juillet 1977, Bangkok.

D. Remont et G. Besançon (1979). « Traitement des sols par vibroflottation et colonnes ballastées. Réalisation des fondations du complexe résidentiel de Gol E Schemal à Tchalus en Iran. » Travaux, novembre 1979, pages 30-36.

J. Vautrain (1977). « Mur en terre armée sur colonnes ballastées. » International Symposium on Soft Clay, juillet 1977, Bangkok.

J. Vautrain (1980). « Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. » Revue Française de Géotechnique n° 11, mai 1980, pages 59-73.

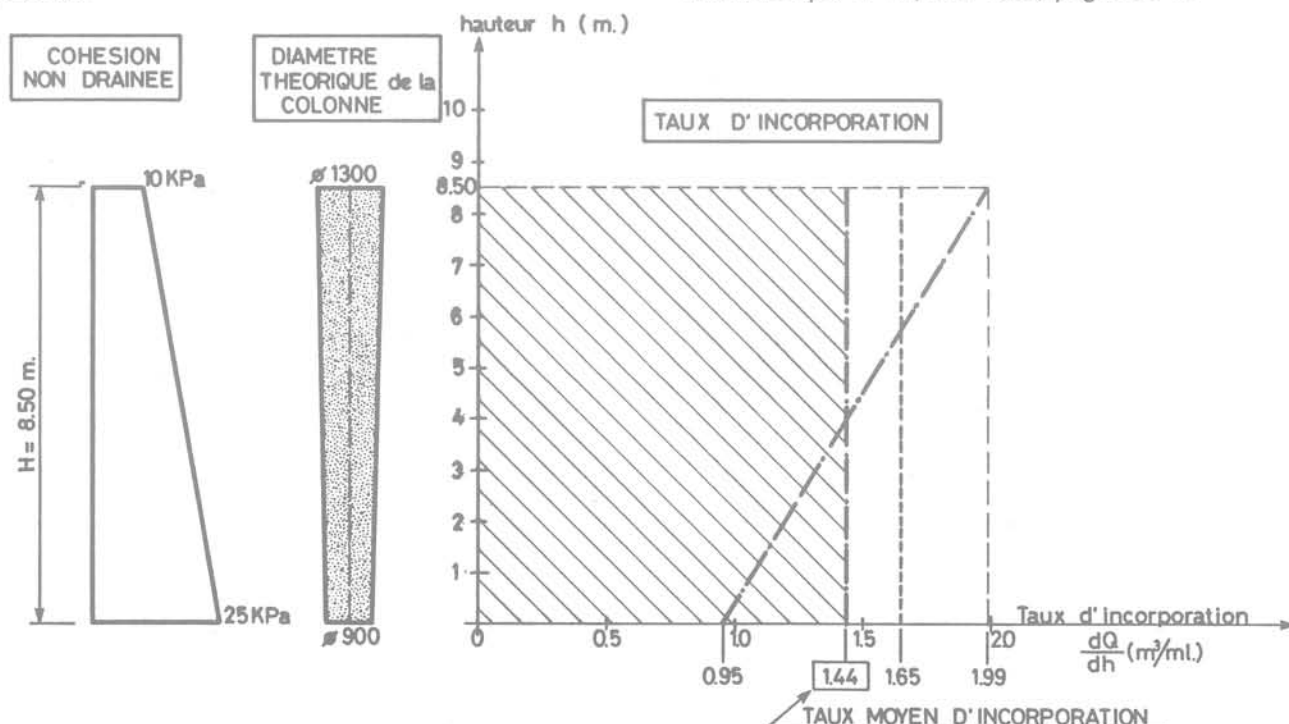


Fig. 13

INFORMATIONS

Livres reçus :

Wear rock : soft, fractured and weathered rock

Comptes rendus du colloque international de Tokyo, 21-24 septembre 1981 (en anglais).

Sous la direction de :

Koichi Akai (Kyoto University)

Masao Hayashi (Central Research Institute of Electric Power Industry)

Yuichi Nishimatsu (University of Tokyo)

Au sommaire :

- Propriétés mécaniques des roches de faible résistance (56 communications)
- Essais en place (40 communications)
- Théorie et analyse adaptées aux roches de faible résistance (40 communications)
- Dimensionnement et pratiques constructives pour les roches de faible résistance (53 communications)
- Dynamique et technique (15 communications)
- Rapports généraux sur le cas du Japon (5 communications).

Le volume 3 paraîtra en 1982.

Editeur : A.A. Balkema

Lisplein 11 — P.O. Box 1675

Rotterdam (Pays-Bas)

Prix : Hfl. 395 — US Dollars 195.00

Ecoulements et transport dans les milieux poreux

Comptes rendus du colloque Euromech 143, Delft, 2-4 septembre 1981 (en anglais).

Au sommaire :

- Dynamique des fluides en milieux poreux (9 communications)
- Ecoulements multiphasés (9 communications)
- Transports de polluants et de chaleur (8 communications)
- Dispersion hydrodynamique (7 communications)

Editeur : A.A. Balkema

Lisplein 11 — P.O. Box 1675

Rotterdam (Pays-Bas)

Prix : Hfl. 95 — US Dollars 37.50 — FF 212,00

Landslides and their stabilization

Christian Veder

Traduction anglaise de «Rutschungen und ihre Sanierung», analysé dans le numéro 7 de la Revue Française de Géotechnique.

Format 16 x 24, 247 pages, 116 figures.

ISBN 3-211-81627-5

Springer-Verlag

Mölkerebastei 5 — Postfach 367

A-1011 Wien (Autriche)

consignes de rédaction des articles

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

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

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

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

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, c/o E.N.P.C.-D.F.C.-B. MANDAGARAN, 28, rue des Saint Pères — 75007 PARIS.

L'auteur recevra gratuitement vingt tirés à part. Des exemplaires supplémentaires pourront lui être adressés sur sa demande, à titre payant par le Service chargé de la publication.

Présentation du manuscrit

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

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

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

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

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

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

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

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

être mise en évidence dans les premières phrases du résumé. Le résumé ne doit contenir aucune information qui n'est pas présentée dans l'article.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante :

$\{ [()] \}$. On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe $\sqrt{\quad}$ et l'exposant -1 de préférence au signe $/$. Exemple : écrire $(a x^{-1} \text{ tg } y)$ plutôt que $(a/x) \text{ tg } y$. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire :

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

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

7 Les références citées dans le texte doivent être ras-

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

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

Articles de revues

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

WOODS R.D. (1968) « *Screening of Surface Waves in Soil* » — Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division — Proceedings of the A.S.C.E. — Vol. 94 n° SM4 ANN ARBOR Mich. U.S.A. — Juillet 1968 — pages 951-954.

Livres

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

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

Thèses

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

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

Communication à un Congrès (ou Conférence)

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

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