

4/4 CAE 16

# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

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

N° 57

150 F

4<sup>e</sup> TRIMESTRE 1991

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



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 57  
OCTOBRE 1991

## sommaire

- Retrait-gonflement des argiles. Proposition de méthodologie -ms  
**G. Philiponnat** 5
- Problèmes et nouvelles solutions pour les fondations des bâtiments  
ou des équipements dans les régions sismiques  
**E. Tochkov** 23
- La consolidation atmosphérique -ms  
**J.-M. Cognon** 37
- Vitesse du son dans les sédiments marins durant les premiers stades  
du tassement  
**P. Guillaume, P. Morlier, C. Viguier** 49
- Etude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite  
du sable d'Hostun  
**J. Lanier, C. Di Prisco, P. Nova** 59
- Application de la théorie des problèmes inverses à l'estimation  
des paramètres des modèles rhéologiques  
**J.-F. Shao, A. Dahou, J.-P. Henry** 75



# Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie

## Shrinkage and swelling of clayey soils, proposal for methodology

G. PHILIPPONNAT

Ingénieur ETP - Directeur technique de SOPENA SA

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 5-22 (octobre 1991)

### Résumé

La sécheresse de l'été 1990 a conduit en France à de très nombreux sinistres affectant les constructions légères et montrant l'importance que revêt l'étude des sols dits gonflants.

Des procédures d'essais sont d'abord présentées afin d'appréhender d'une façon simple mais quantitative les phénomènes de retrait et gonflement. Ensuite une approche de la prévision des amplitudes de mouvements de sol dus à ces phénomènes est tentée.

Enfin des méthodes de calcul sont proposées par la prise en compte des effets parasites sur les fondations profondes et semi-profondes. En annexe figure une méthode générale de calcul aux états limites des fondations semi-profondes (puits coulés à pleine fouille).

### Abstract

The drought which occurred during the 1990 summer created many disasters affecting light buildings and showed the necessity of studying the expansive soils.

Procedures for tests are described with the object of doing a simply but quantitative estimation of the shrinkage and swelling of soils. Then an approach of predictions of the shrinkage or swelling amplitude is made. Last, computation methods are propounded to take in account the secondary forces applied to deep and semi-deep foundations. A general method for limit states calculation of semi-deep foundations is also given.

## INTRODUCTION

Après 1976, les années sèches successives de 1989 et 1990 sont lourdement ressenties par les assureurs.

Les sinistres dus aux phénomènes de retrait et gonflement notamment sur les pavillons et constructions légères sont de plus en plus nombreux ou tout du moins mieux identifiés par les experts.

Nous avons attiré l'attention, il y a déjà un certain temps (PHILIPPONNAT, 1978), sur l'importance de ces problèmes et proposé un moyen simple pour identifier les sols gonflants, alors que dans les décennies précédentes, on avait tendance à penser qu'il s'agissait de problèmes frappant les pays à climat semi-aride ou aride.

De son côté la Grande-Bretagne, également affectée, menait des recherches très instructives (DRISCOLL, 1983).

Parallèlement l'ISSMFE a créé un comité technique sur les sols expansifs (groupe TC6).

En dehors de l'organisation de congrès internationaux périodiques sur le sujet, le comité TC6 a publié un projet de norme pour « l'évaluation de la pression de gonflement des sols expansifs en laboratoire » (ISSMFE, 1990).

Il est encore également intéressant de citer un ouvrage majeur sur le sujet (F.H. CHEN, 1988). L'auteur s'est consacré depuis de très nombreuses années à l'étude des argiles gonflantes. Cependant, la lecture de cet ouvrage montre que, bien qu'il soit signalé que le retrait est un phénomène indissociable du gonflement et que celui-ci peut provoquer des désordres aussi importants, le seul sujet faisant l'objet d'un examen approfondi est celui du gonflement.

Sous le climat métropolitain et notamment dans la moitié nord, les argiles situées à faible profondeur sont souvent déconsolidées, humidifiées et ont épuisé leur potentiel de gonflement à l'état naturel. Mais elles sont dans un état éloigné de leur limite de retrait et peuvent se rétracter si leur teneur en eau diminue de façon notable.

Par contre en profondeur, ces mêmes argiles sont souvent surconsolidées et donc susceptibles de gonfler si elles sont déchargées ou si elles voient leur teneur en eau augmenter (argile verte, argile plastique).

On voit donc que des sinistres peuvent survenir tant par retrait que par gonflement. Personnellement, nous avons constaté de très nombreux désordres dus au retrait mais également un nombre non négligeable dû au gonflement.

Les points suivants vont être abordés :

1. proposition d'une méthodologie d'essais de laboratoire en vue d'une normalisation. Ces essais permettent de quantifier les deux phénomènes de retrait et de gonflement ;
2. présentation d'une méthode d'interprétation ayant pour but la prévision de l'amplitude des phénomènes tout au moins dans certains cas simples ;

3. méthodes de calcul pour la prise en compte des effets de retrait-gonflement dans le dimensionnement des fondations.

## 1. ESSAIS DE LABORATOIRE

### 1.1. Identification des argiles gonflantes

Plusieurs types d'approche sont décrits par différents auteurs. Cependant les spécialistes s'accordent sur la fiabilité très limitée des méthodes indirectes, par exemple à partir des caractéristiques d'identification, et sur l'intérêt de la mesure directe à l'aide de l'œdomètre.

Comme nous l'avons montré (G. PHILIPPONNAT, 1985), le paramètre le plus significatif permettant d'identifier les sols expansifs est la pente de la courbe de déchargement de l'œdomètre ( $C_g$ ).

La pression de gonflement ( $\sigma_g$ ) n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol mais est fonction de son état d'humidité au moment de l'essai. La mesure de la pression de gonflement n'a de sens que si le sol testé est à l'état naturel dans un état de succion élevé et ne peut en aucun cas avertir des risques liés au retrait.

### 1.2. Mesure du potentiel de gonflement.

#### Détermination de la pression de gonflement

L'essai proposé correspond pratiquement au projet de normalisation du comité TC6 de la société internationale de mécanique des sols (voir annexe 1).

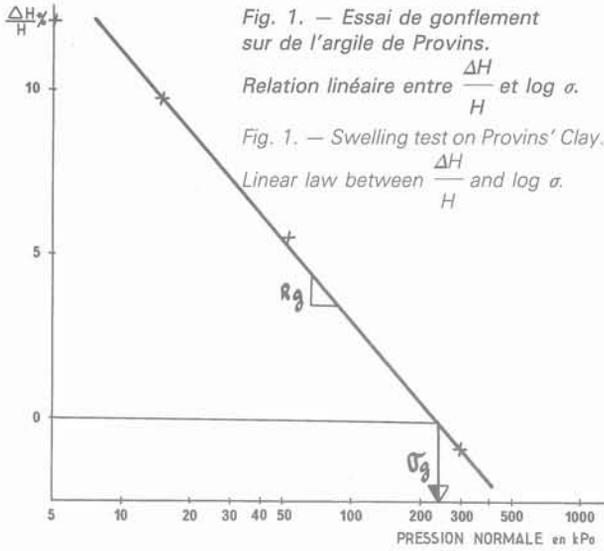
Il consiste à placer plusieurs éprouvettes, découpées dans le même échantillon, dans des bâtis œdométriques sous des pressions normales faibles et croissantes, puis à alimenter chaque éprouvette en eau et à mesurer le gonflement linéaire après stabilisation.

L'objectif de cet essai n'est pas seulement de mesurer la pression de gonflement  $\sigma_g$  mais consiste à déterminer la loi entre l'amplitude de gonflement  $\delta H/H$  et la pression normale appliquée  $\sigma_v \leq \sigma_g$ .

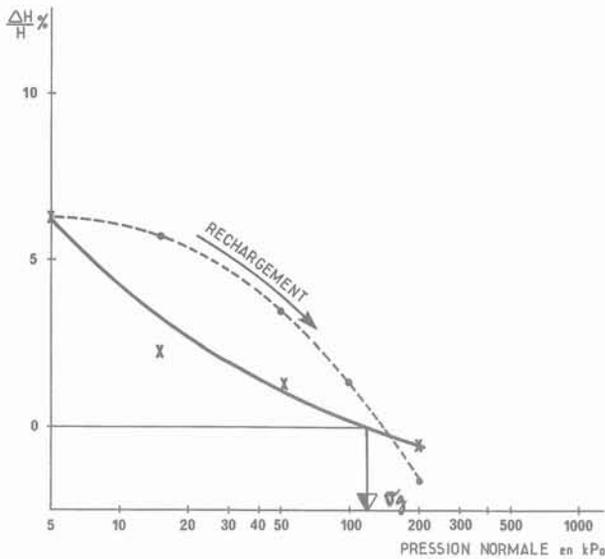
La figure 1 montre le gonflement linéaire relatif  $\delta H/H$  (%) qui se produit lorsque le sol supportant une contrainte totale  $\sigma_v$  inférieure à  $\sigma_g$  est soumis à une alimentation en eau libre, c'est-à-dire lorsque la succion devient nulle.

Il est admis par le projet de norme précité que la relation entre  $\delta h/h$  et  $\log(\sigma_v)$  est linéaire. Dans les assez nombreux essais que nous avons réalisés, les résultats peuvent être souvent assimilés à ce cas (fig. 1), il arrive également que la courbe  $\delta h/h = f(\log \sigma)$  ait l'allure indiquée sur la figure 2 (courbe en trait plein).

Si on admet une relation linéaire, l'intersection de cette droite avec l'axe des  $\sigma_v$  fournit la valeur de la pression de gonflement. Il est cependant préférable de poursuivre les essais jusqu'à une pression telle qu'un tassement soit observé à la mise en eau ; la pression de gonflement est alors obtenue par l'intersection de la courbe  $\delta h/h = f(\log \sigma)$  avec l'axe des abscisses que cette courbe soit une droite ou non (fig. 2).



PRESSION DE GONFLEMENT : 240 kPa RAPPORT DE GONFLEMENT :  $8 \cdot 10^{-2}$



PRESSION DE GONFLEMENT : 110 kPa

Fig. 2. — Essai de gonflement. Loi hyperbolique entre  $\frac{\Delta H}{H}$  et  $\log \sigma$ . Courbe de rechargement.

Fig. 2. — Swelling test. Hyperbolic law between  $\frac{\Delta H}{H}$  and  $\log \sigma$ . Reloading curve.

**1.2.1. Définition du rapport de gonflement**

Toujours avec l'hypothèse d'une relation linéaire, la loi de gonflement dans une plage de pression verticale  $\sigma_v$  allant de 1 kPa à  $\sigma_g$  s'écrit :

$$\frac{\delta H}{H} = - RG \cdot \log(\sigma_g / \sigma_v) \tag{1}$$

avec : RG = rapport de gonflement.

**1.2.2. Expression mathématique du gonflement non linéaire**

Dans le cas plus général où la relation n'est pas linéaire, on peut exprimer le gonflement par la formule suivante (courbe hyperbolique) :

$$\frac{\delta h}{h} = \frac{a}{\log \sigma_v - l_0} + dh_0 \tag{1 bis}$$

Les coefficients a,  $l_0$  et  $dh_0$  étant calés sur trois points de la courbe expérimentale.

**Nota :**

— Il a été adopté un symbole différent (RG) du coefficient de gonflement afin de ne pas entraîner de confusion avec le coefficient  $c_g$  mesuré à l'œdomètre (pente de la courbe de retour).

— On pourrait également s'orienter vers un essai réalisé sur une éprouvette unique, par exemple méthode A de la norme ASTM D 4546 (1986) ou essais proposés par G. DIDIER (G. DIDIER et al., 1987).

L'essai ASTM consiste à provoquer le gonflement de l'éprouvette sous la surcharge la plus faible (5 kPa par exemple) puis à recharger l'éprouvette par paliers comme pour un œdomètre classique jusqu'à ce que le volume initial de l'échantillon soit atteint à nouveau, ce qui correspond à la pression de gonflement. Cependant les essais comparatifs auxquels nous nous sommes livrés semblent montrer que si les pressions de gonflement obtenues par les deux méthodes sont assez voisines, par contre l'allure des courbes  $\delta h/h = f(\log \sigma)$  est très différente (fig. 2). Ce dernier essai ne permet pas de faire une prévision des amplitudes de gonflement pour des études de cas.

— Certains auteurs proposent de reconsolider l'éprouvette sous le poids des terres  $\sigma_o$  avant de commencer l'essai.

Pour les problèmes de fondations, la contrainte dans le massif sous la semelle est différente de  $\sigma_o$  lorsqu'un gonflement consécutif à une arrivée d'eau se produit. Cette opération qui alourdit la procédure de l'essai paraît superfétatoire pour les études courantes.

**1.3. Essai de retrait**

**1.3.1. Description de l'essai de retrait au mercure**

Dans le même esprit, l'essai de retrait n'a pas seulement pour objet de déterminer la limite de retrait mais aussi de quantifier les variations dimensionnelles du sol entre l'état de teneur en eau naturelle initial et un état de dessiccation donné.

Une série d'essais a été réalisée de la façon suivante :

— mesure du poids et du volume initial d'un petit échantillon intact ou reconstitué de sol de forme cylindrique (mesure du volume par immersion dans un bain de mercure) ;

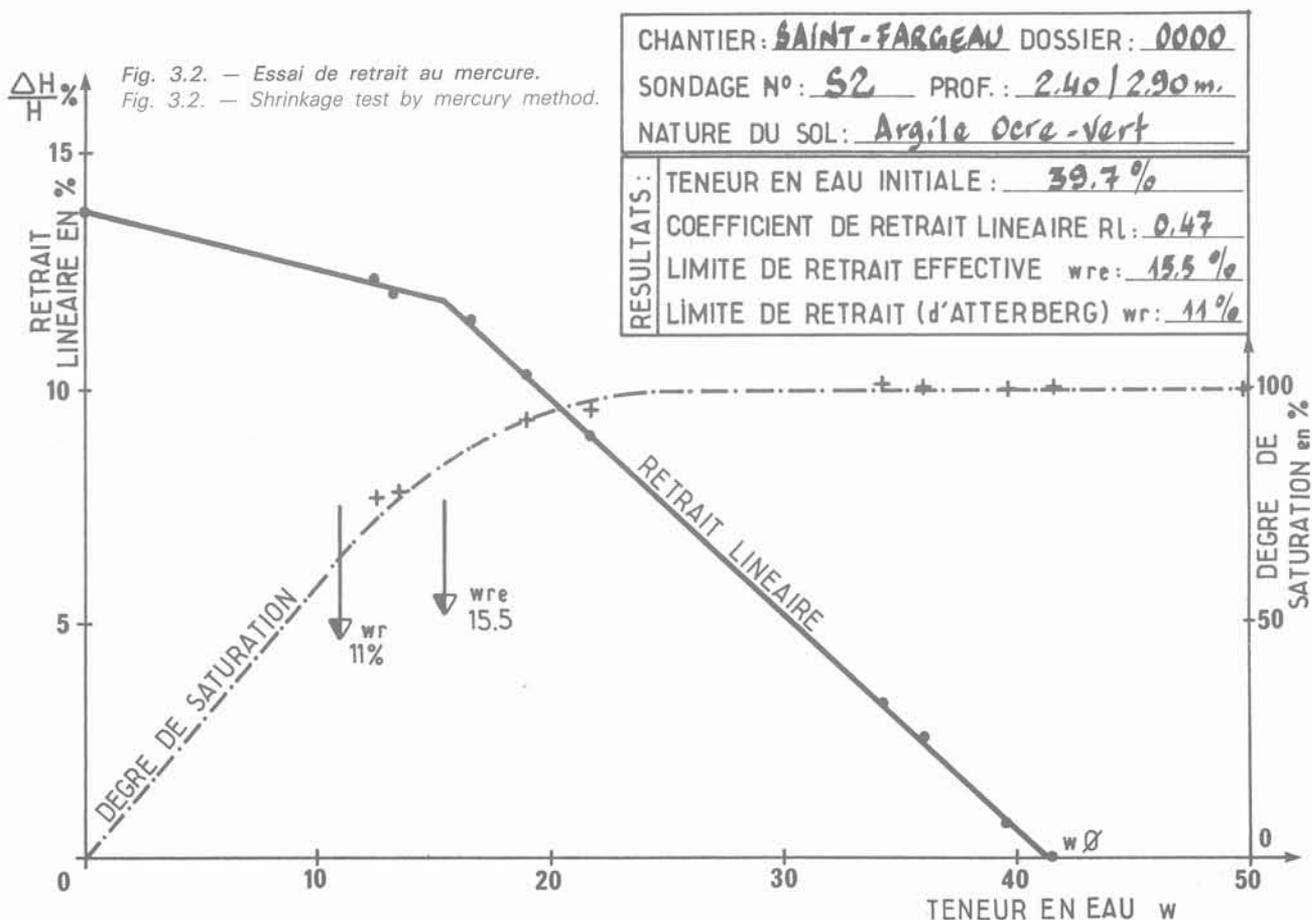
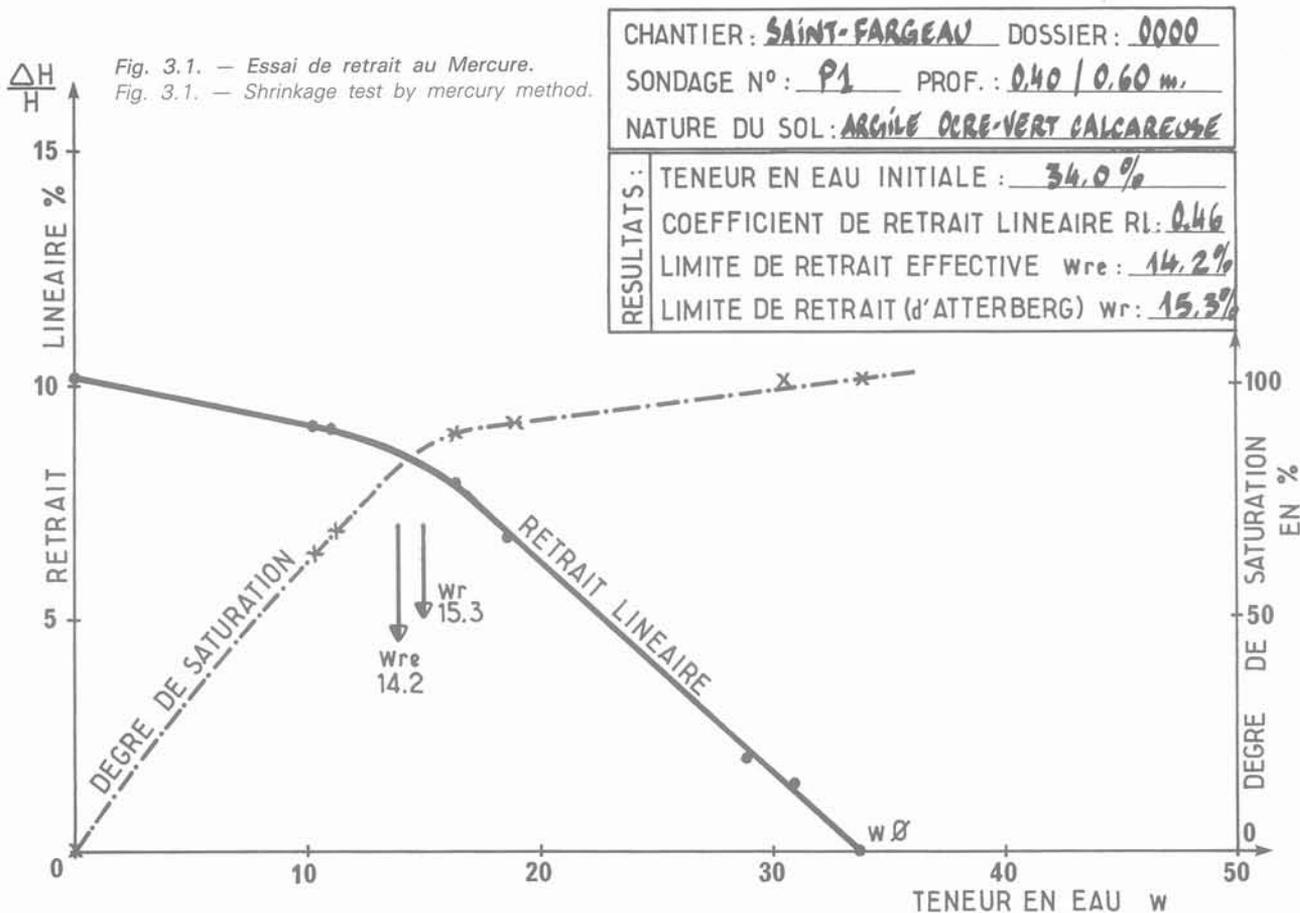
— on laisse l'échantillon se dessécher à l'air et on mesure à différents intervalles de temps son poids et son volume par le même procédé ;

— dessiccation totale de l'éprouvette à l'étude et mesure de son poids et de son volume final.

Les éprouvettes avaient un diamètre initial de 36 mm et une hauteur de 20 mm.

Le matériel nécessaire à cet essai est très simple et identique à celui utilisé pour la mesure de la limite de retrait classique (R. PELTIER, 1959).

A partir de cet essai, il est possible de tracer, entre autres, deux courbes qui ont l'allure de la figure 3.



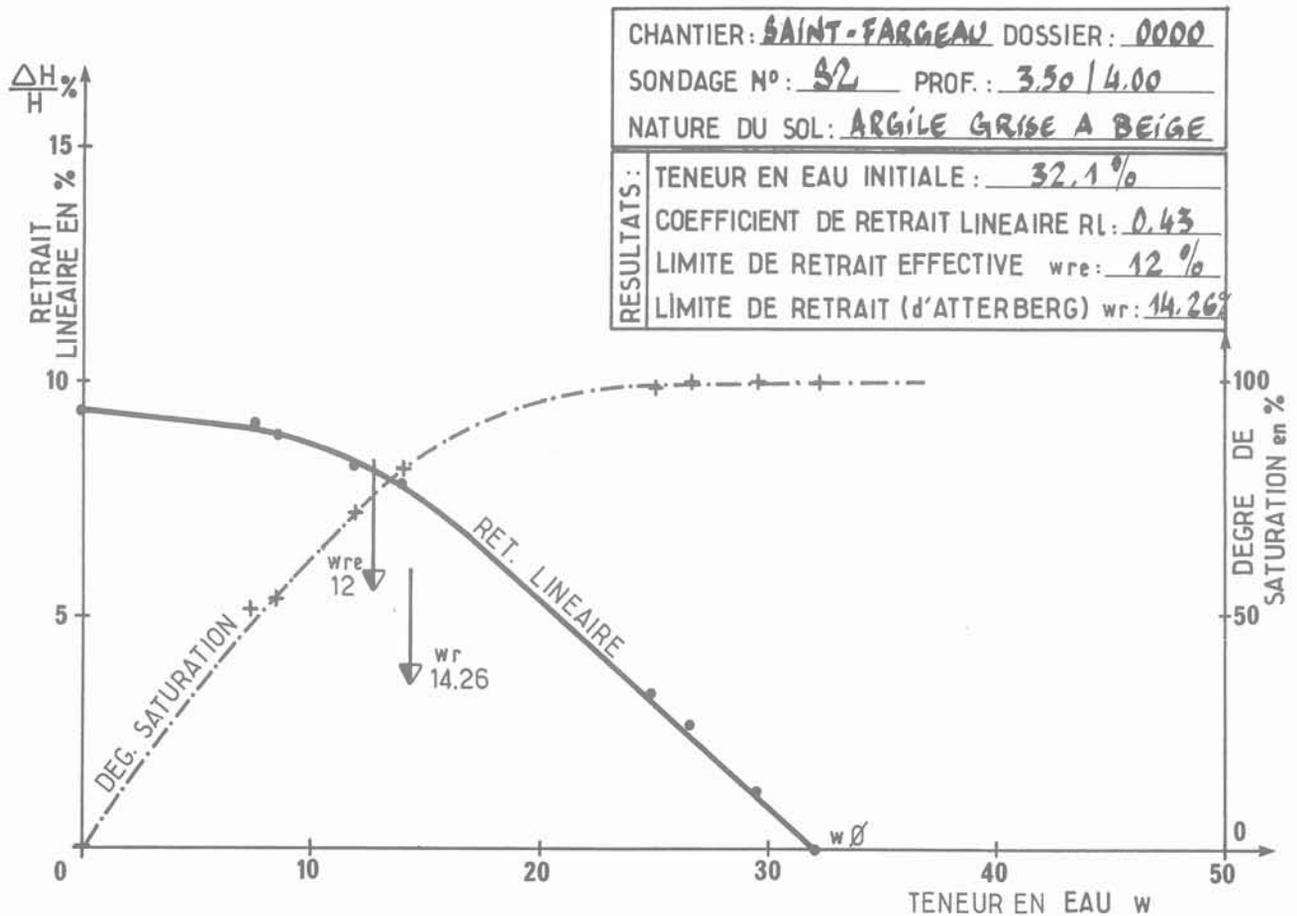


Fig. 3.3. — Essai de retrait au mercure.  
Fig. 3.3. — Shrinkage test by mercury method.

Où :

$w_0$  est la teneur en eau initiale de l'échantillon ;

$\delta H/H_0$  est le retrait linéaire tel que :

$$\left(1 - \frac{\delta H}{H_0}\right) = \left(1 - \frac{\delta V}{v_0}\right)^{1/3} \quad (2)$$

H et V = hauteur et volume de l'échantillon pour une teneur en eau w ;

$H_0$  et  $v_0$  = hauteur et volume initiaux de l'échantillon.

Sur cette figure sont représentés :

— la courbe du retrait linéaire mesuré qui traduit les variations de  $\delta H/H_0$  en fonction de w ;

— la courbe du degré de saturation calculé qui traduit les variations du degré de saturation en fonction de w ;

— la valeur  $w_r$  de la limite de retrait mesurée selon le mode opératoire des limites d'Atterberg ;

— la valeur de la limite de retrait déduite du présent essai et définie ci-après par « limite de retrait effective »  $w_{re}$ .

Les essais réalisés montrent que la courbe de retrait linéaire comporte deux branches quasi-rectilignes. La branche fortement inclinée correspond au retrait du

sol avant qu'une désaturation importante ne se produise et la courbe peu inclinée au retrait résiduel du sol éloigné de la saturation. La pente de la première branche est appelée coefficient de retrait linéaire :  $R_1$ .

Nous proposons de considérer comme limite de retrait effective  $w_{re}$ , la teneur en eau correspondant à l'intersection de ces deux branches.

Bien entendu, on peut définir de la même façon un retrait volumique unitaire liant  $\delta v/v$  à  $\delta w$  mais ce coefficient apparaît moins utile pratiquement.

### 1.3.2. Exemples de résultats

Les figures 3.1. à 3.3. présentent les résultats de trois essais réalisés sur une argile verte du Sannoisien dans un site où une construction est affectée par de graves désordres suite à la sécheresse de 1990.

Les trois essais correspondent à des prélèvements effectués à des profondeurs différentes et à deux emplacements différents.

On constate :

- la concordance des résultats des trois essais ;
- l'importance des variations dimensionnelles dues au retrait, c'est ainsi qu'une perte de teneur en eau de 5 points sur une épaisseur de 2 m conduit en gros

à un tassement de 4 à 5 cm, toutes choses égales par ailleurs.

Les figures 4.1. à 4.3. fournissent les résultats de trois essais réalisés dans un limon argileux puis une argile limoneuse situés au contact des limons des plateaux et de l'argile à meulière (Marne-la-Vallée).

Là encore, aux dispersions des mesures près, on obtient une assez bonne concordance entre la limite de retrait mesurée selon le mode opératoire d'Atterberg et la limite de retrait effective.

Les essais réalisés à 1,0 ; 1,5 m et 2,0 ; 2,5 m montrent des sols peu sensibles au retrait, ce qui n'est plus le cas pour l'argile limoneuse plus profonde.

**1.3.3. Vérification de la validité de la formule (2)**

Plusieurs essais de retrait ont été réalisés avec un mode opératoire similaire mais en mesurant séparément les variations de diamètre et de hauteur au pied à coulisse.

Ceci a permis de mesurer directement  $\delta H/H$  et de le comparer à  $\delta V/V$ .

Les points expérimentaux présentent une certaine dispersion car la mesure au pied à coulisse n'est pas aisée à faire sans abîmer l'échantillon.

La figure 5 présente des résultats obtenus sur huit essais provenant de deux sites différents.

On observe un assez bon agrément avec la relation théorique de la formule 2, celle-ci semblant avoir une tendance à fournir une valeur légèrement surestimée de  $\delta H/H$ . Compte tenu des objectifs recherchés, cette formule peu être considérée comme valable.

**1.3.4. Propositions pour un essai normalisé**

L'essai au mercure tel qu'il a été pratiqué, présente des inconvénients, ceci malgré les bons résultats obtenus :

- la manipulation du mercure est à éviter pour des raisons d'hygiène et de sécurité ;
- les manipulations répétées des éprouvettes pour chaque opération de mesure de volume par immersion dans le mercure et de pesée sont délicates et peuvent conduire à une détérioration de ces dernières.

Il est préférable de s'orienter vers une mesure directe de  $\delta H/H$  avec un dispositif tel que celui représenté sur la figure 6.

Ce système permettrait d'éviter toute manipulation directe de l'éprouvette qui resterait à demeure sur son support.

Un prototype est en cours d'étude.

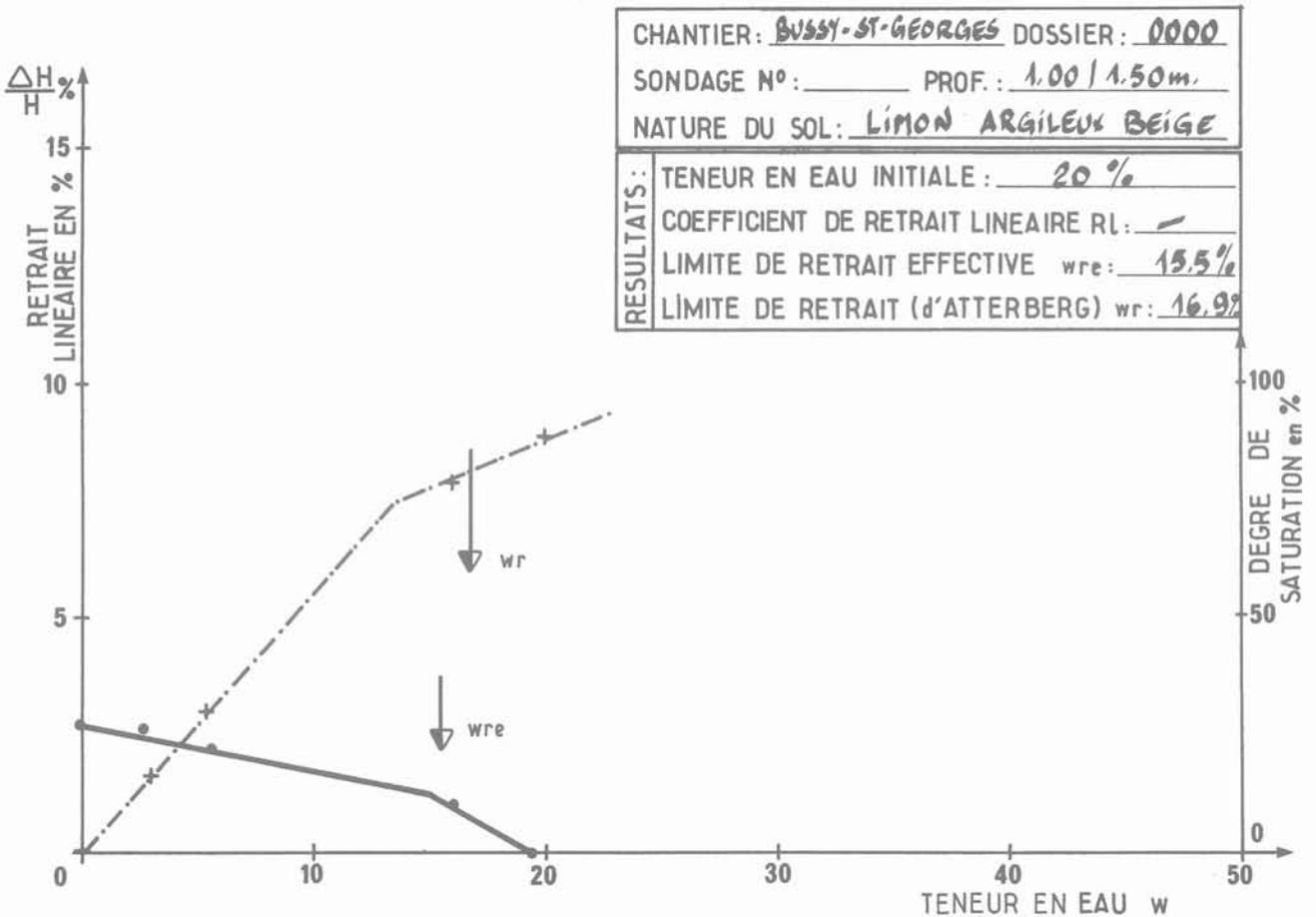


Fig. 4.1. — Essai de retrait au mercure sur du limon.  
 Fig. 4.1. — Shrinkage test by mercury method on silt.

Fig. 4.2. — Essai de retrait au mercure sur du limon argileux.  
 Fig. 4.2. — Shrinkage test by mercury method on clayed silt.

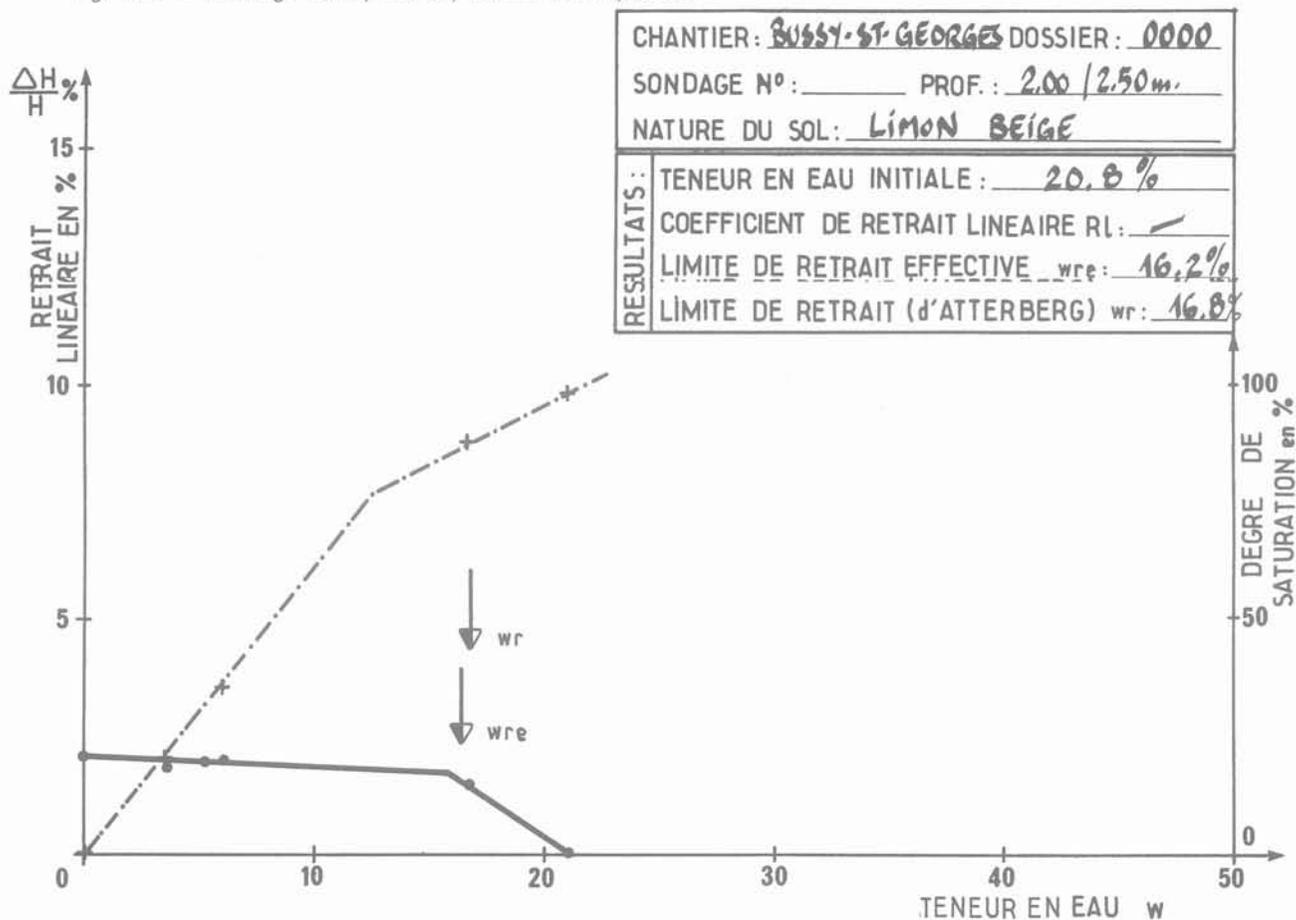
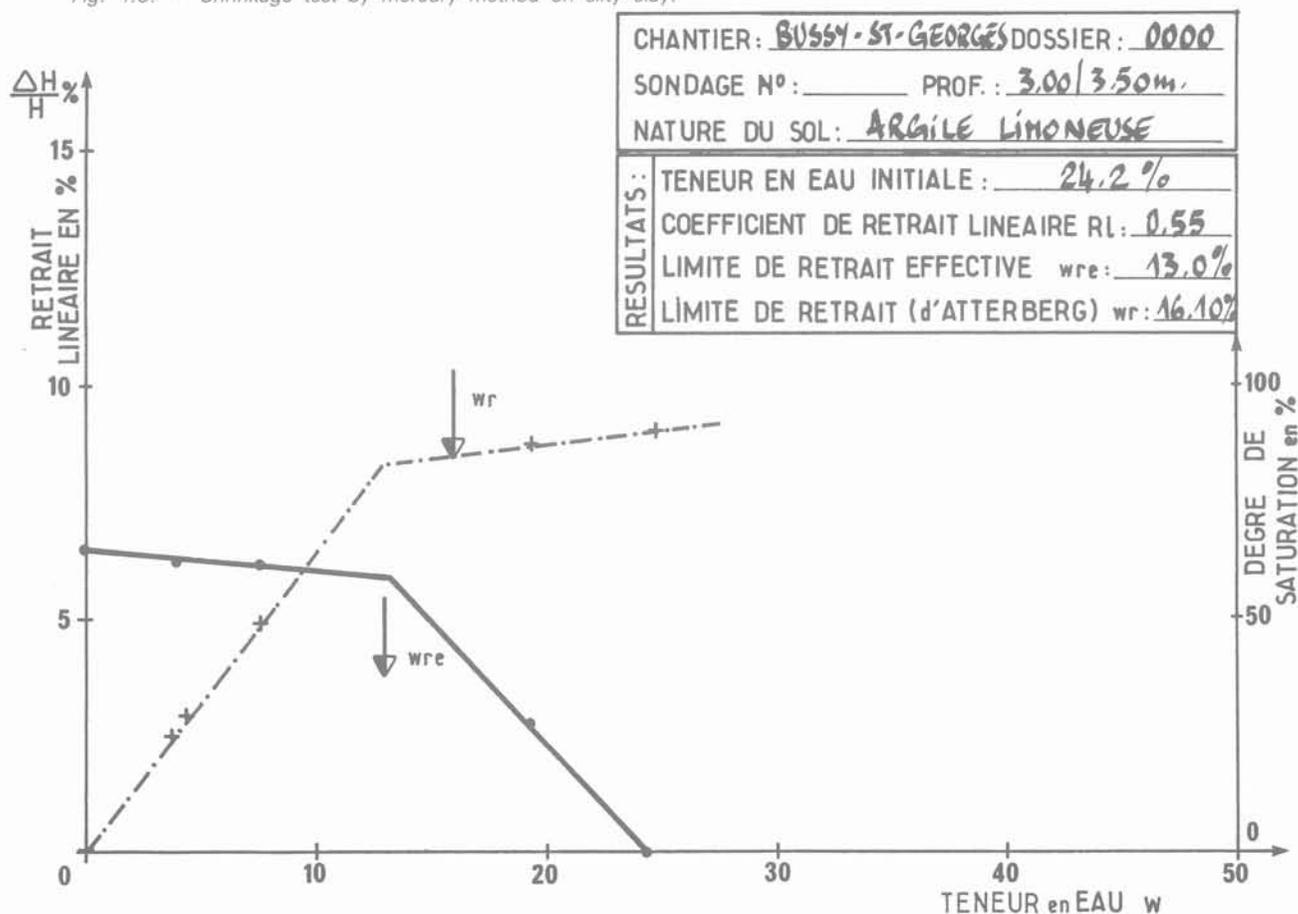


Fig. 4.3. — Essai de retrait au mercure sur de l'argile limoneuse.  
 Fig. 4.3. — Shrinkage test by mercury method on silty clay.



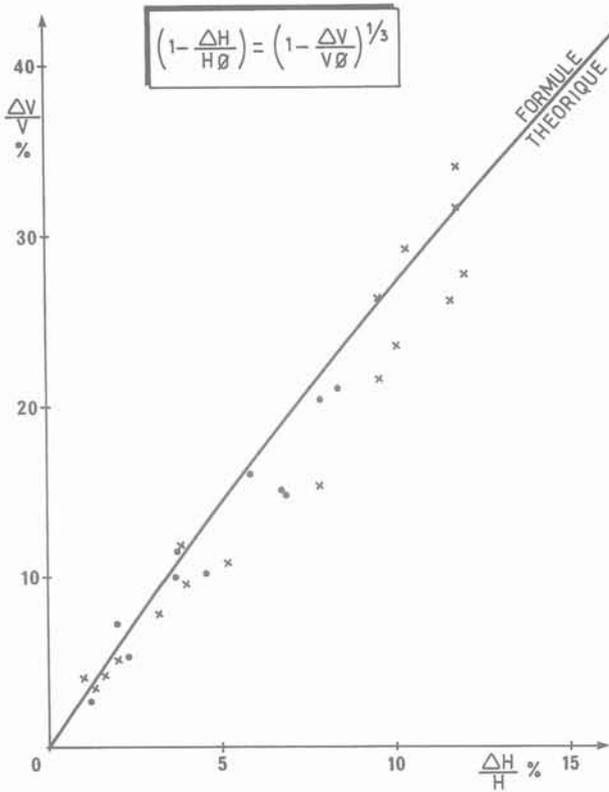


Fig. 5. — Variations dimensionnelles.

Relation entre  $\frac{\Delta H}{H}$  et  $\frac{\Delta V}{V}$

Fig. 5. — Dimensional changes.

Relation between  $\frac{\Delta H}{H}$  and  $\frac{\Delta V}{V}$

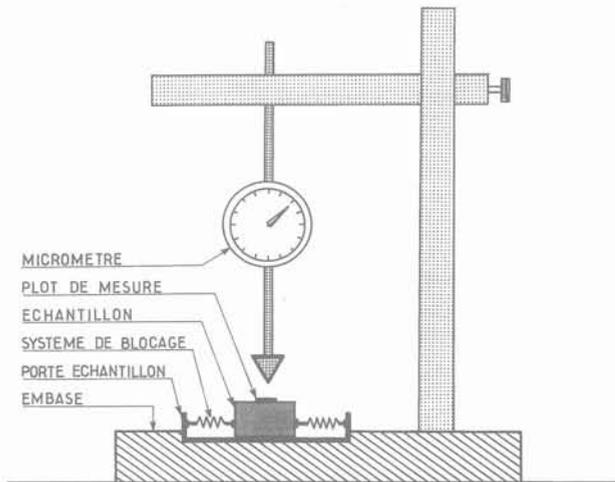


Fig. 6. — Principe d'un essai de retrait linéaire.

Fig. 6. — Principle of a linear shrinkage test.

## 2. PRÉVISION DES MOUVEMENTS DE RETRAIT ET GONFLEMENT

### 2.1. Préambule

Le géotechnicien n'a pas de boule de cristal pour deviner les variations futures de teneur en eau du sol sur un site donné ; à défaut, il a parfois du bon sens.

La méthodologie qui suit est basée sur le principe suivant :

- au moment de l'étude d'un cas, le sol possède un profil hydrique donné  $PH_0$  et relativement facile à mesurer ;

- si l'on estime que les conditions d'évapotranspiration ou de modification de régime de la nappe sont telles que l'on peut atteindre un nouveau profil  $PH_1$ , il est possible de prévoir l'amplitude des mouvements correspondant au passage de  $PH_0$  à  $PH_1$  en supposant que l'état des contraintes totales est constant.

Si le passage de  $PH_0$  à  $PH_1$  correspondant à une réduction de teneur en eau, le phénomène sera un retrait, et dans le cas contraire un gonflement.

Notons en particulier qu'à partir des essais présentés dans la première partie, il est possible de prévoir l'amplitude des mouvements maximaux qui peuvent se produire.

Ces mouvements maximaux correspondent :

- à une chute totale de la succion du sol dans le cas du gonflement par mise en contact avec une arrivée d'eau libre ;

- à une diminution de la teneur en eau telle que la limite effective de retrait soit atteinte.

Compte tenu de l'incertitude sur les variations réelles qui peuvent se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage, la connaissance de l'amplitude des retraites et gonflements maximaux présente un intérêt tout particulier.

Notons que l'estimation des tassements à partir des essais œdométriques, en supposant classiquement l'échantillon saturé et en contact avec de l'eau libre, relève de la même démarche.

### 2.2. Prévision des gonflements

#### 2.2.1. Amplitude maximale de gonflement sous un dallage (fig. 7).

Il s'agit du cas le plus simple.

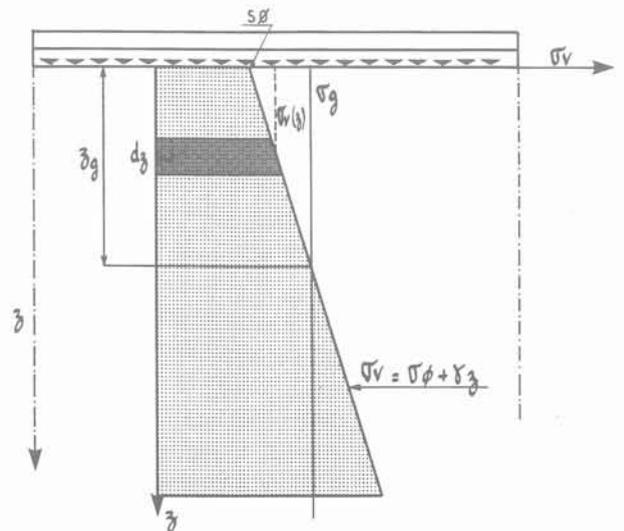


Fig. 7. — Distribution des contraintes sous un dallage uniformément chargé.

Fig. 7. — Stress distribution under a slab with uniform loading.

On suppose ici le dallage soumis à une charge (poids propre, fondation) et surcharge constante  $S_0$ .

Remarquons que dans le cas du gonflement,  $S_0$  doit être la surcharge la plus faible dont la pérennité est assurée et non la surcharge nominale, soit en pratique :  $S_0 = 0$ .

La figure 7 présente la distribution des contraintes en profondeur sous un dallage reposant sur une couche d'argile gonflante supposée ici homogène pour la simplicité du raisonnement.

$z_g$  définit la profondeur de la zone susceptible de gonfler.

Sur cette épaisseur, l'amplitude de gonflement d'une tranche  $dz$  soumise à une contrainte verticale  $\sigma_v(z)$  est donnée selon le cas par les formules (1) ou (1 bis) :

a. *Hypothèse de la linéarité* :

$$\delta H = - RG \cdot \log \left[ \frac{\sigma_g}{\sigma_v(z)} \right] \cdot dz \quad (3)$$

Dans le cas d'un sol homogène ( $RG = \text{constante}$ ), le soulèvement final maximal en cas de saturation est :

$$H_g = - RG \cdot \int_0^{z_g} \log[\sigma_g/\sigma(z)] \cdot dz \quad (3 \text{ bis})$$

Pour un sol hétérogène il est aisé de faire une intégration par tranches.

b. *Loi non linéaire*

On procède de la même manière que précédemment avec une intégration par tranches ; le gonflement de chaque tranche étant déduit de la formule (1 bis) dans le cas d'une loi hyperbolique ou directement des résultats de l'essai de gonflement.

### 2.2.2. Estimation du gonflement maximal sous une semelle

Nous supposons, toujours par simplicité de l'exposé, le sol homogène. La méthode peut être étendue facilement aux sols hétérogènes.

La figure 8 représente la distribution des contraintes sous une semelle continue selon la théorie de BOUSINESQ.

La courbe I en trait plein représente la distribution dans l'axe.

La courbe II en pointillé, la distribution à la verticale du bord.

La courbe en trait mixte, la distribution à l'extérieur à une distance du bord de la semelle égale à 0,5 fois la largeur.

Si le sol est mis au contact d'eau libre, toutes choses égales par ailleurs, il va gonfler dans toutes les tranches où les contraintes sont inférieures à  $\sigma_g$ , entraînant la semelle.

Directement sous la semelle, les contraintes ne sont pas uniformes comme nous l'avons supposé, mais il semble malgré tout optimiste de considérer que le soulèvement est dû à la seule zone 1 hachurée horizontalement.

Une estimation plus réaliste semble pouvoir être retenue en considérant la zone comprise entre  $\sigma_g$  et la courbe en pointillé (zones 1 + 2) ou une répartition intermédiaire entre les courbes I et II.

Le soulèvement total est calculé à l'aide des formules 1 ou 1 bis avec une intégration par tranche.

### 2.3. Prévision des amplitudes de retrait

A partir des essais décrits précédemment, il est aisé de déterminer l'amplitude de l'affaissement du sol corrélatif au passage d'un état de teneur en eau  $w_1(z)$  à un état de teneur en eau  $w_2(z)$  avec  $w_2 < w_1$ , quel que soit  $z$ .

Si  $w_f = \max(w_2, w_{re})$  avec  $w_{re}$  = limite de retrait effective, on aura en effet :

$$\delta H = \int_0^{z_{\max}} - R_1 [w_1(z) - w_f(z)] \cdot dz \quad (4)$$

$R_1$  = coefficient de retrait linéaire (voir § 1.3.1).

## 3. PRISE EN COMPTE DES EFFORTS PARASITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES ET SEMI-PROFONDES

### 3.1. Notion de point neutre

On appelle point neutre, la profondeur  $H_N$  du point situé dans l'axe de la fondation au-delà duquel les sols ne sont plus soumis à retrait, ni gonflement.

La détermination de ce point ne peut que relever d'une étude détaillée du site et d'observations liées au comportement des sols gonflants.

Dans le cas d'un assèchement général d'un site par suite, par exemple, de la disparition d'une nappe, il peut correspondre à la base de la couche d'argile gonflante. Dans le cas de phénomènes saisonniers, on sait que l'épaisseur affectée en terrain vierge et horizontal est sous notre climat de l'ordre de 1,5 m mais peut atteindre plusieurs mètres à proximité des certains arbres (BIDDLE, 1983) ou par exemple dans les terrains en pente lorsque ces phénomènes entraînent le développement de la solifluxion.

### 3.2. Prise en compte de l'action directe du gonflement sur la fondation elle-même (fig. 9)

La valeur maximale  $F_g$  de la force de soulèvement due au gonflement de la couche supérieure est :

$$F_g = H_N \cdot p \cdot q_s \quad (5)$$

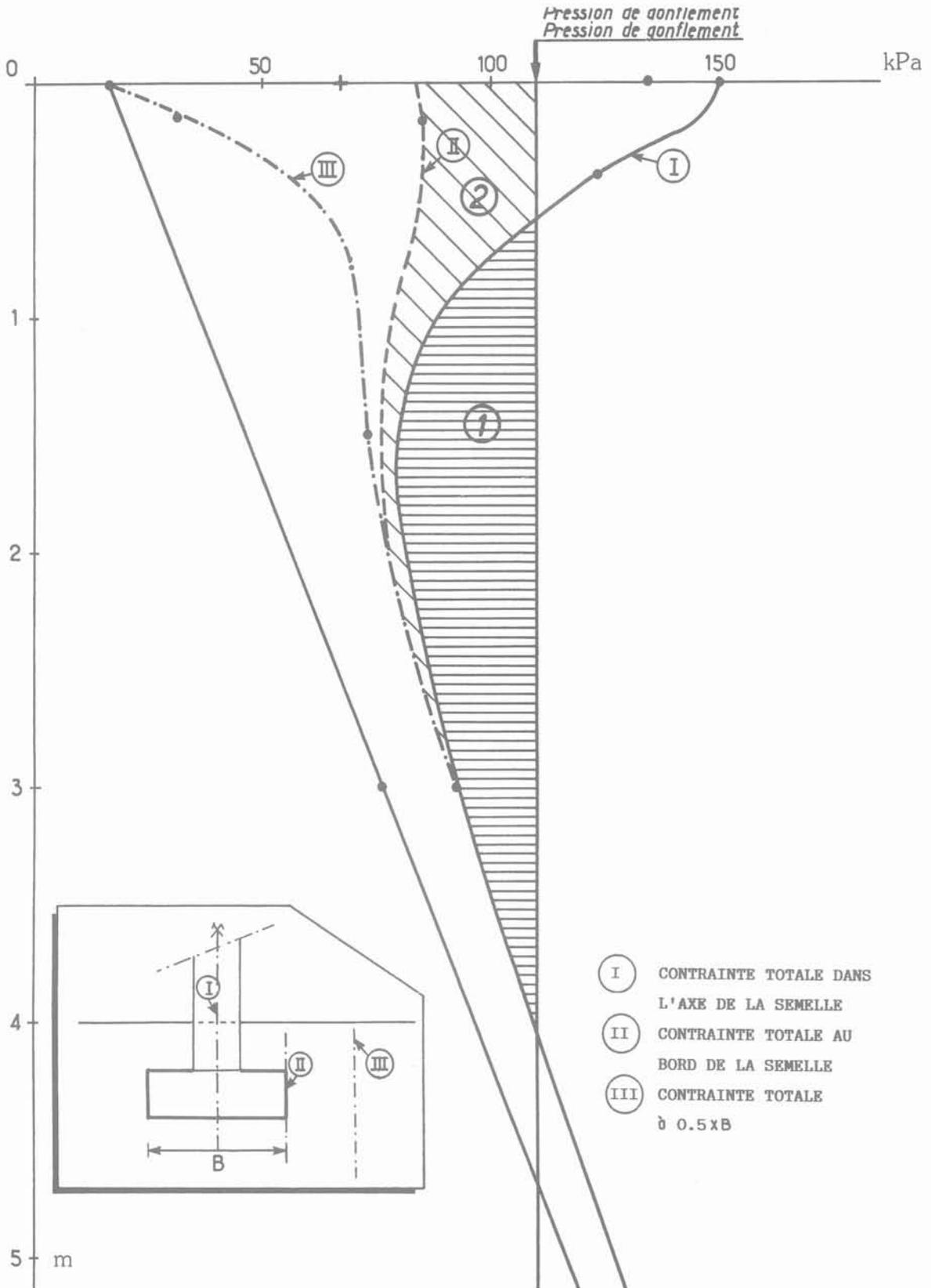


Fig. 8. — Semelle continue de 0,60 m de large encastrée à 0,80 m. Répartition des contraintes dans l'axe, au bord et à l'extérieur.

Fig. 8. — Shallow foundation with a width of 0.60 m, imbedded of 0.80 m. Stress distribution at the axis, border and outward of the foundation.

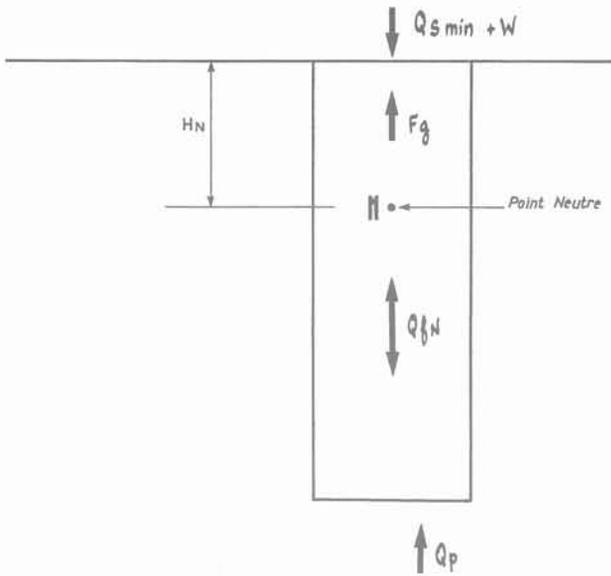


Fig. 9. — Répartition des efforts dans une fondation profonde soumise au gonflement.

Fig. 9. — Distribution of forces in a deep foundation subjected to swelling.

avec :

$p$  = périmètre de la fondation ;

$q_s$  = frottement latéral unitaire limite du sol gonflant.

Appelons (fig. 9) :

$Q_{smin}$  = charge de service minimale que l'on est sûr de mobiliser sur la fondation ;

$W$  = poids du puits ;

$Q_{smax}$  = charge maximale de service (ELS) ;

$Q_{fN}$  = charge mobilisable en frottement latéral sous ELS au-dessous de  $N$  ;

$Q_{pN}$  = charge mobilisable en pointe sous ELS.

Condition de non-soulèvement :

La condition suivante doit être vérifiée (outre les justifications habituelles) :

$$W + Q_{smin} + Q_{fN} > F_G \quad (6)$$

Condition de résistance à la traction :

Si  $Q_{smin} - F_g > 0$ , la fondation est totalement en compression.

Dans le cas contraire, il faut vérifier que la contrainte de traction  $\sigma_t = (F_g - Q_{smin})/S$  est admissible pour le matériau constitutif de la fondation ou prendre des mesures nécessaires (armatures).

Nota :

On peut se poser la question de savoir s'il faut considérer le gonflement comme une sollicitation exceptionnelle et remplacer  $Q_{fN}$  par  $Q_t$  mobilisable sous ELU.

### 3.3. Cas particulier des reprises en sous-œuvre Gonflement empêché : action du gonflement sur les anciennes fondations (fig. 10 et 11)

Lorsque d'anciennes fondations superficielles reposant sur une argile gonflante est reprise en sous-œuvre, il faut :

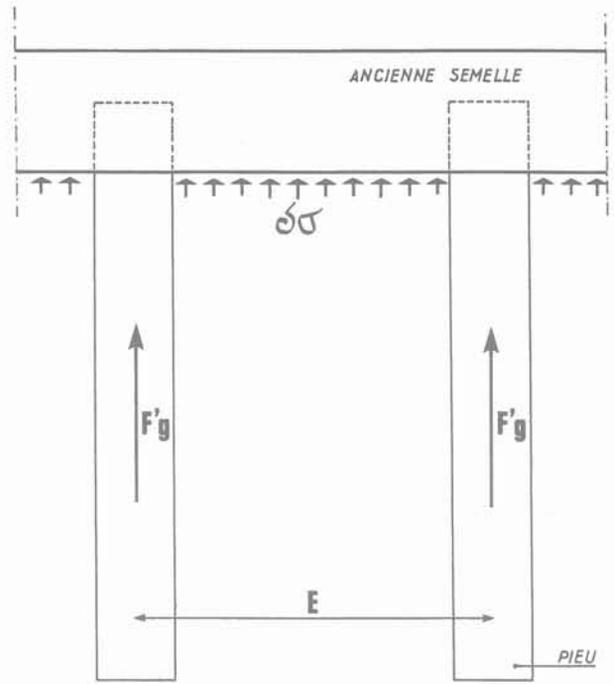


Fig. 10. — Action de gonflement sous les anciennes semelles.  
Fig. 10. — Action of swelling under ancient shallow foundations.

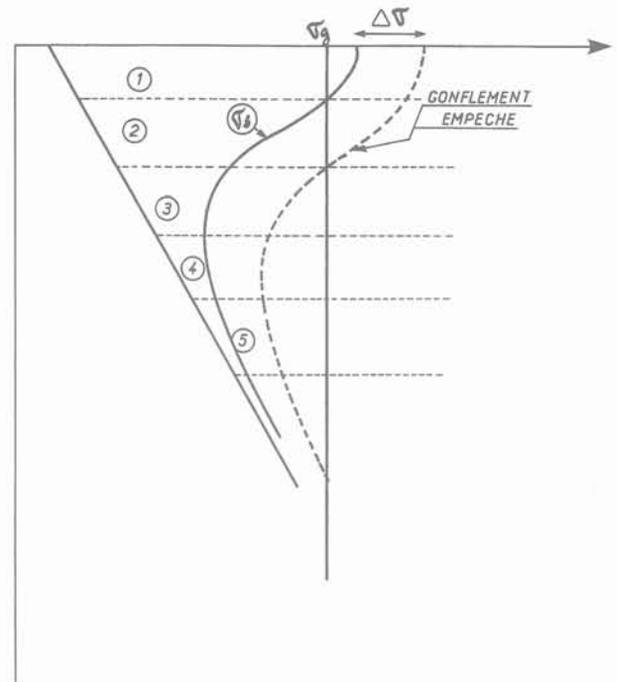


Fig. 11. — Comportement d'une semelle sous gonflement empêché.

Fig. 11. — Behaviour of a foundation with impeded swelling.

— soit désolidariser la fondation ancienne du sol d'assise (mais cela n'est généralement pas possible, ni recommandable) ;

— soit rajouter à  $F_g$ , la poussée  $F_g$  résultant de la contrainte de soulèvement  $\delta\sigma$  qui peut s'exercer sur la sous-face de l'ancienne semelle (fig. 10).

Sur la figure 11,  $\sigma_g$  est la pression de gonflement.

$\sigma_s$  est la contrainte de service sous la semelle.

$\delta_\sigma$  est l'augmentation moyenne des contraintes dues au gonflement.

Si on suppose la semelle bloquée par les pieux, la valeur de  $\delta\sigma$  s'établit de façon à ce que la compressibilité supplémentaire dans les tranches telles que 1 et 2 où la contrainte finale est supérieure à  $\sigma_g$  équilibre le gonflement des tranches telles que 3 à 5 où la contrainte finale est inférieure à  $\delta_g$ .

On constate sur ce graphique qu'en cas de non-soulèvement de la semelle, la pression exercée sur celle-ci peut être supérieure à la pression de gonflement. Dans des cas extrêmes, elle peut théoriquement atteindre la pression limite du sol (écoulement du sol de part et d'autre de la semelle).

Il est relativement aisé de pratiquer une intégration par tranches. Les tassements des tranches comprimées sont calculés classiquement, par exemple à partir du module œdométrique et les gonflements des tranches gonflantes sont calculés par les formules 1 ou 1 bis.

On procède par approximations successives pour définir la contrainte sous la semelle conduisant à une déformation globale nulle (équilibre des tassements et gonflements).

La difficulté réside dans le fait que l'on ne peut se contenter de raisonner dans l'axe de la semelle, comme nous l'avons vu précédemment.

### 3.4. Remarques diverses

a. Certains auteurs préconisent de chemiser les puits sur la hauteur sensible. Si le sol sous le niveau d'assise des reprises en sous-œuvre est toujours gonflant, nous estimons au contraire qu'il faut couler à pleine fouille tout au moins sous nos climats pour éviter de créer un chemin préférentiel d'infiltration des eaux vers le niveau d'assise de la fondation.

Par contre, si le sol d'assise est insensible à l'eau, il est effectivement intéressant d'éliminer le frottement latéral.

b. En ce qui concerne les fondations semi-profondes, on peut utiliser la méthode de calcul préconisée dans l'annexe 2 ci-jointe, en intégrant l'effort parasite  $F_G$  dû au gonflement.

### 3.5. Prise en compte du retrait

L'opération est plus facile car le retrait au droit des anciennes fondations (reprise en sous-œuvre) conduit à un décollement et n'entraîne pas d'efforts parasites.

L'action directe sur la fondation conduit à un effort parasite  $F_R$  selon un processus identique à celui du frottement négatif.

Comme précédemment, on peut en première approximation admettre que la valeur maximale de  $F_r$  peut atteindre :

$$F_r = H_N \cdot q_s \cdot p \quad (7)$$

Cette charge  $F_r$  doit être ajoutée aux autres sollicitations de la fondation.

Bien entendu, la résistance de la fondation est calculée en ne considérant que le frottement positif au-delà de  $H_N$ .

### 3.6. Reprises en sous-œuvre.

#### Autres efforts parasites

Lorsque une reprise en sous-œuvre est réalisée, les nouvelles fondations ne sont pas toujours centrées sur les anciennes. De plus dans le cas de pieux, ceux-ci sont parfois inclinés pour des nécessités matérielles de réalisation.

Notamment lorsque les reprises en sous-œuvre sont faites avec des micropieux de faible inertie, il est nécessaire de justifier les fondations en prenant en compte les efforts parasites dus à l'excentrement et l'inclinaison, lorsqu'il n'est pas possible de les combattre en entrecroisant les pieux.

#### a. Excentrement

$V$  étant l'effort vertical à reprendre, l'excentrement conduit à un moment en tête  $M = V \cdot e$ .

#### b. Inclinaison

L'inclinaison  $\beta$  conduit à un effort transversal :

$$T = V \cdot \sin\beta.$$

La répartition des moments dans le micropieu doit être calculée, par exemple par une méthode élastoplastique, et le micropieu conçu en conséquence.

Remarquons à cet effet que la présence d'un massif ou de longrines enterrées à forte inertie ( $I_s$ ), dans lesquels le micropieu à faible inertie ( $I_p$ ) est encastré, réduit considérablement les efforts parasites dans le micropieu, même s'il est enterré dans des terrains médiocres. Le massif doit être pris en compte dans les calculs (fig. 12).

### BIBLIOGRAPHIE

- PELTIER R. (1959), *Manuel du Laboratoire Routier*, Dunod.
- PHILIPPONNAT G. (1978), *Désordres dus à la présence des sols gonflants dans la région parisienne*. Annales ITBTP, n° 364.
- DRISCOLL R. (1983), *The influence of vegetation on swelling and shrinkage of clays soils in Britain*. Géotechnique, vol. 33, n° 2.
- BIDDLE P.G. (1983), *Patterns of soil drying and moisture deficit in the vicinity of trees on clay soils*. Géotechnique, vol. 33, n° 2.
- ASTM (1985), *Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soil*.
- PHILIPPONNAT G. (1987), *Sols expansifs en France. Identification et recommandations pour les fondations*. 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, India.

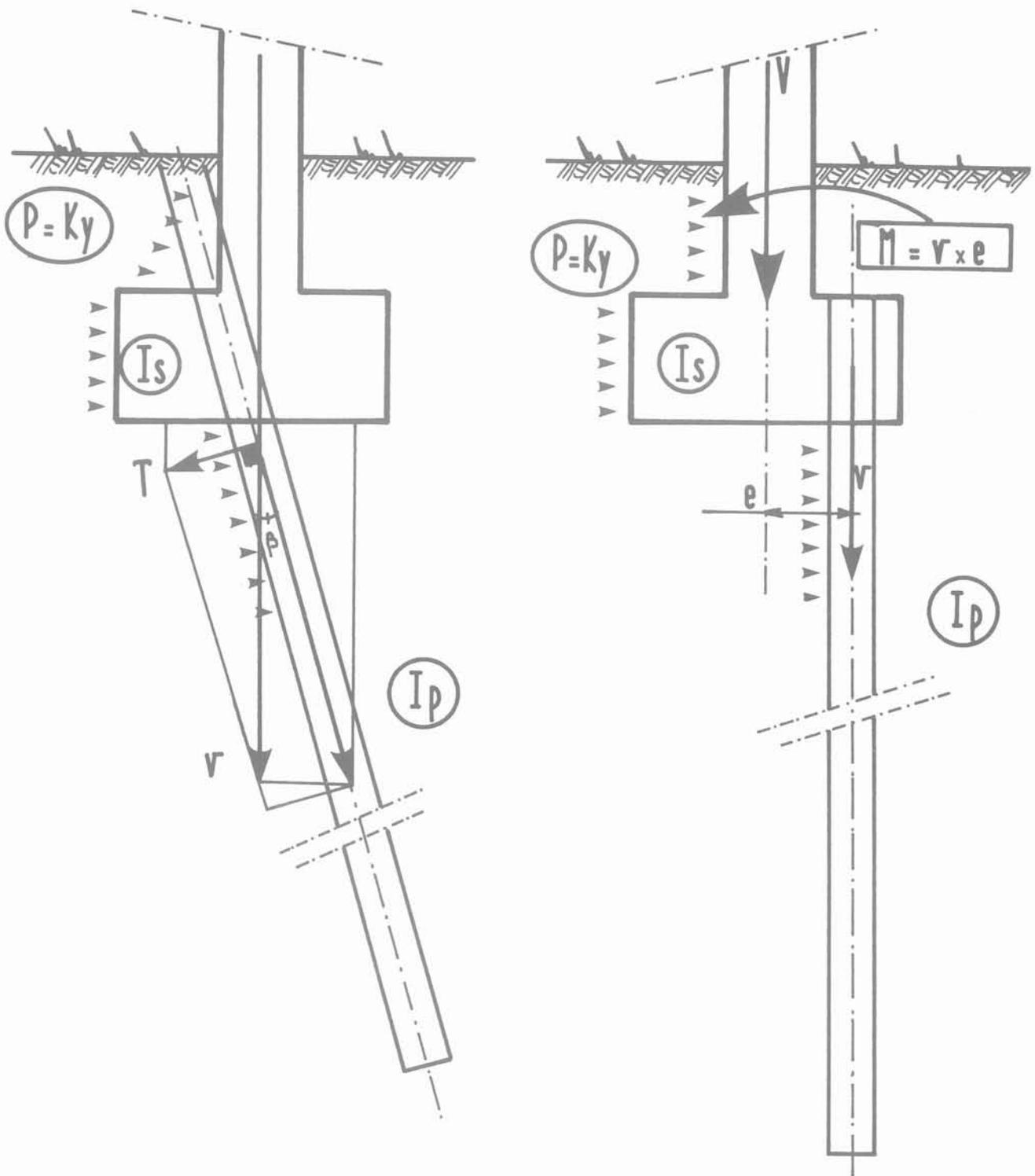


Fig. 12. — Efforts parasites sur une reprise en sous-œuvre.  
 Fig. 12. — Secondary forces on underpinning.

DIDIER G. et al. (1987), *Etude à l'œdomètre du gonflement des sols*. IX European conference of soils mechanics and foundation engineering.

MOUROUX P. et al. (1988), *La construction économique sur sols gonflants*, BRGM Manuels et Méthodes n° 14.

CHEN F.H. (1988), *Foundation on expansive soils*, Elsevier.

TECHNICAL COMMITTEE OF ISSMFE (TC6) (1990), *Draft standard evaluation of swelling pressure of expansive soils in laboratory*. Central Board of Irrigation and Power, Malcha Marg, Chanakyapuri, New Delhi, India.

# ANNEXE 1

## Avant-projet

### Evaluation de la Pression de Gonflement de Sols Gonflants en Laboratoire (traduction)

Comité Technique sur les Sols Expansifs  
(TC6) de l'ISSMFE

**Président :**

Prof. R.K. Katti  
Director and Consultant,  
Universal Earth Engineering Consultancy  
Services Pvt. Ltd.  
401-B, Poonam Chambers  
Shivsagar Estate, Dr. A.B. Road  
Worly, Bombay-40018, India.

**Secrétaire :**

Mr. K.R. Saxena  
Director  
Central Board of Irrigation and Power  
Malcha Marg, Chanakyapuri  
New Delhi-110021, India.

**Membres :**

Prof. Silvano J. Trevisan, Argentina.  
Dr. P.W. Mitchell, Australia.  
Dr. Balu Iyer, Canada.  
Mr. Xi-Ling Huang, China.  
Mr. M. Londez, France.  
Mr. G. Philipponnat, France.

Mr. Aris C. Stamatopoulos, Greece.  
Dr. L. Rethati, Hungary.  
Dr. N.V. Nayak, India.  
Dr. C. Behnia, Iran.

Prof. Joseph G. Zeithlen, Israel.  
Prof. Ing. Ginseppe Scarpelli, Italy.  
Prof. S.A. Ola, Nigeria.  
Prof. G.E. Blinght, South Africa.  
Dr. A.A.B. Williams, South Africa.  
Dr. V. Escario, Spain.  
Prof. J.A. Jimenez Salas, Spain.  
Mr. Richard Driscoll, UK.  
Dr. Robert L. Lytton, USA.  
Prof. E.A. Soroehyan, USSR.  
Mr. M.F.C. Warren, Zimbabwe.

Nominations attendues de :

Morocco  
Pakistan  
Southeast Asia  
Switzerland  
Syria

Central board of irrigation and power  
Malcha Marg, Chanakyapuri New Delhi, INDIA

## 1. OBJECTIF

En génie civil, les caractéristiques de gonflement des sols expansifs, in situ ou remaniés lorsqu'ils sont utilisés comme matériaux de construction, doivent être traités séparément.

Actuellement, il n'existe pas de consensus sur la définition du potentiel de gonflement (aussi bien variation de volume que pression), bien que des métho-

des expérimentales quantitatives de terrain et de laboratoire aient été adoptées par plusieurs pays.

Les spécifications ci-dessous donnent le détail de la méthode pour définir la pression de gonflement en utilisant la méthode de l'œdomètre.

## 2. TERMINOLOGIE

Les définitions suivantes sont utilisées :

## 2.1. Pression de gonflement

C'est la pression que le sol expansif exerce lorsque son gonflement est empêché.

La notion de la pression de gonflement est purement expérimentale et peut ne pas avoir la même signification que celle des forces répulsives entre les molécules, nommée pression de gonflement par les physiciens.

## 2.2. Chargement

Le chargement fait référence à une contrainte totale et non à une contrainte effective.

## 3. APPAREILLAGE

### 3.1. Œdomètre

Un appareil permettant de maintenir l'échantillon dans une bague fixe ou mobile avec des pierres poreuses (ou disques en céramique) sur chaque face de l'échantillon.

Un œdomètre doit permettre en outre la possibilité de submerger l'échantillon, d'appliquer une charge verticale et de mesurer la variation de l'épaisseur de l'échantillon et sa pression de gonflement.

Le système de fixation du capteur doit être rigide et permettre une mesure précise de l'expansion verticale de l'échantillon.

#### 3.1.1. Diamètre et épaisseur de l'échantillon

L'échantillon a un diamètre de 75 mm et une épaisseur de 20 mm.

#### 3.1.2. Bague

La bague doit être faite d'un matériau non corrosif et doit avoir un côté tranchant de façon à ce que l'échantillon soit introduit avec le moins de remaniement possible.

La bague doit être placée de manière à ce que la partie tranchante soit dirigée vers le haut et logée de façon à ne pas endommager cette partie. Elle doit être munie d'une rehausse de même diamètre et de hauteur effective de 20 mm. Cette rehausse repose sur la bague de l'échantillon.

#### 3.1.3. Pierres poreuses

Ces pierres doivent avoir une grande perméabilité en comparaison de celle de l'échantillon de sol.

Le diamètre de la pierre poreuse supérieure doit être de 0,2 à 0,5 mm inférieur au diamètre intérieur de la bague. Son épaisseur est au minimum de 15 mm.

La pierre poreuse supérieure doit être maintenue par une plaque perforée rigide d'au moins 10 mm d'épaisseur, pour éviter la rupture de la pierre et pour permettre le libre drainage de l'eau.

#### 3.1.4. Réservoir d'eau

Une burette de volume suffisant pour alimenter l'échantillon en eau.

### 3.1.5. Autres équipements de laboratoire

Des outils pour la découpe de l'échantillon, scie à fil fin, couteau, spatule, etc. pour tailler l'échantillon au diamètre intérieur de la bague de l'œdomètre avec le minimum de remaniement, une étuve, un dessiccateur, des balances, etc.

## 4. PRÉPARATION DE L'ÉCHANTILLON D'ESSAI

### 4.1. Préparation de l'échantillon à partir de sol remanié

Dans le cas de sol remanié, celui-ci doit être compacté à la densité et à la teneur en eau désirée (in situ) dans un moule de compactage standard Proctor, l'échantillon est alors prélevé en enfonçant la bague de l'œdomètre. L'échantillon doit ensuite être lissé et arasé aux niveaux supérieur et inférieur de la bague et les vides éventuels doivent être comblés. La bague contenant l'échantillon est pesée. La perte d'eau de l'échantillon doit être la plus faible possible pendant la préparation.

#### Notes

a. Dans le cas d'échantillons de sol remanié, la teneur en eau initiale doit être égale à la limite de retrait ou à la teneur en eau in situ, durant la saison sèche, ainsi la pression de gonflement obtenue sera maximale.

b. L'essai Proctor se fait sur des échantillons séchés à l'air dans le cas où le séchage à l'étude peut influencer sur le comportement.

c. Si les conditions de mise en place in situ sont inférieures à la teneur en eau de l'optimum Proctor, l'essai Proctor est nécessaire pour des échantillons séchés à l'air.

d. Des corrections de densité et de teneur en eau sont effectuées si des restrictions doivent être imposées sur la dimension maximale des grains (une dimension max. des grains de 1/10 de 20 mm est convenable).

### 4.2. Préparation à l'échantillon à partir de sol non remanié

#### Notes

a. La procédure recommandée par TC24 de l'ISSMFÉ sera adoptée.

b. La teneur en eau in situ la plus faible enregistrée sur une longueur période est préférable.

## 5. PROCÉDURE DE L'ESSAI

### 5.1. Montage

5.1.1. La bague contenant l'échantillon doit être placée entre deux pierres poreuses désaérées avec un papier filtre entre l'échantillon de sol et les pierres poreuses. Le piston de chargement doit alors être centré sur le dessus de la pierre poreuse.

5.1.2. Ce montage doit être placé sur le bâti de chargement. La charge est appliquée sur l'échantillon sans excentrement. Un système direct de mesure de déformation est adapté sur la cellule. L'échantillon est inondé d'eau distillée en permettant son gonflement sous une charge spécifique.

## 5.2. Chargement

L'essai doit être conduit pour au moins trois chargements (couvrant une gamme allant du gonflement libre à 100 kPa, mais pour des conditions extrêmes la charge la plus élevée peut varier selon les conditions spécifiques et une autre séquence de chargement peut être adoptée) en saturant l'échantillon jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint.

## 5.3. Résultats d'essai

Pour chaque charge, les lectures du comparateur doivent être relevées jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Ceci est vérifié en traçant les points de mesures de

gonflement en fonction du temps sur un graphe semi-log. Le point devenant asymptotique avec l'abscisse (échelle de temps) donne la pression de gonflement à l'équilibre.

## 6. PRÉSENTATION DES RÉSULTATS

Des études sur les variations de volume de plusieurs sols remaniés et non remaniés à l'œdomètre ont montré qu'il existait une relation linéaire entre le pourcentage de gonflement et le logarithme naturel de la charge appliquée.

Des résultats typiques d'essai sont indiqués sur la figure A1.

Le pourcentage de gonflement sous une charge quelconque peut par conséquent être estimé après avoir déterminé le gonflement libre et la pression de gonflement du sol.

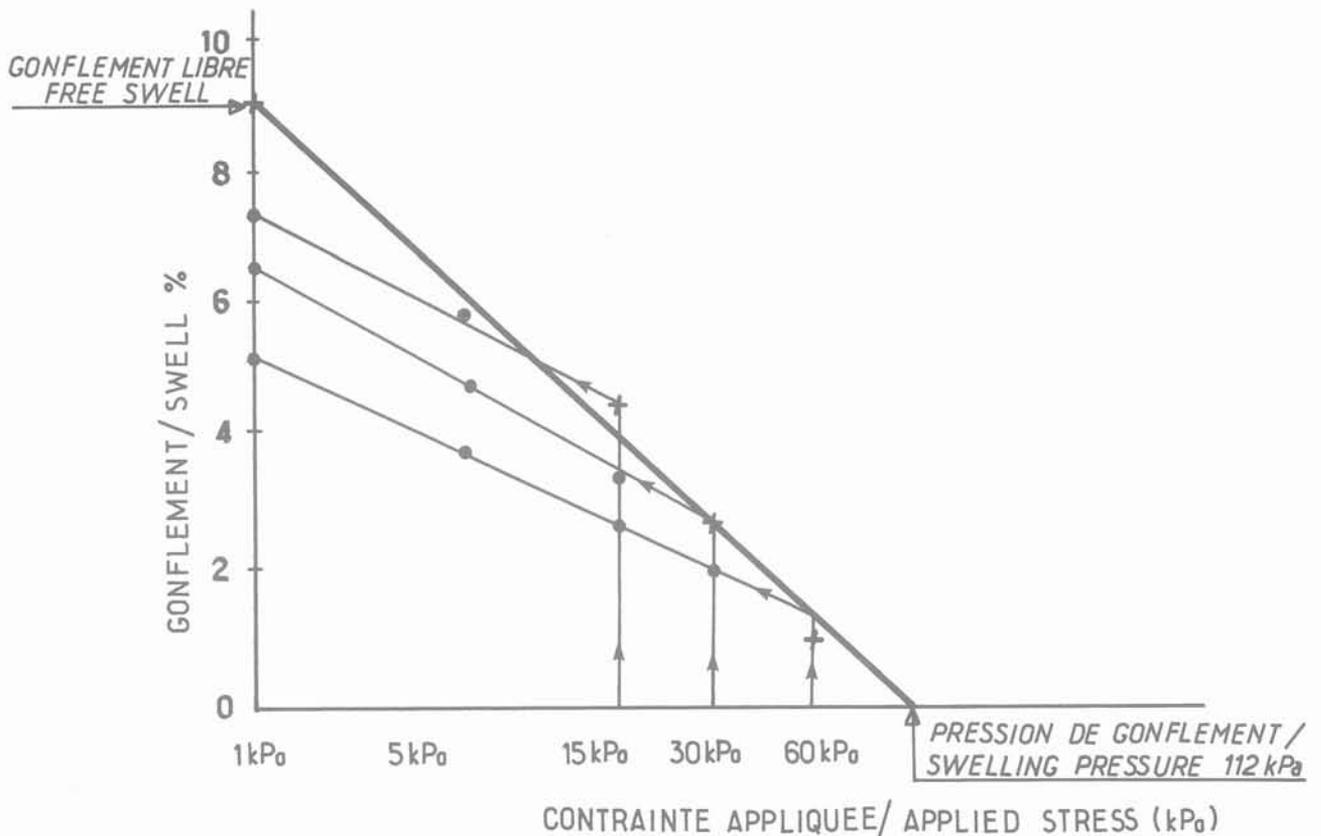


Fig. A1. — Pourcentage de gonflement/Pression appliquée.

Fig. A1. — Swell percentage vs applied stress.

## ANNEXE 2

## Fondations semi-profondes : méthode de calcul

## Références :

- Méthode pressiométrique - DTU 13-12 de mars 1988 ;
- Fondations et ouvrages en terre - Gérard PHILIP-PONNAT, Eyrolles 1979 - Chapitre VII « Méthode de calcul des fondations semi-profondes » ;
- Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée. Note d'information technique - O. COMBARIEUX, LCPC, 1988 ;
- Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charges axiales de pieux forés dans les sols fins - FRANK et ZHAO, Bulletin de liaison des LPC n° 119 (1982).

## 1. MÉTHODE DE CALCUL

1.1. Détermination de la contrainte ultime  $q_u$ 1.1.1. Contrainte ultime  $q_{pu}$  due à la résistance à la base du puits

La contrainte ultime est donnée par la formule :

$$q_{pu} = k_p \cdot p_{le}^* + \gamma D \quad (1)$$

avec :

- $p_{le}^*$  = pression limite nette équivalente de la couche d'ancrage ;
- $k_p$  = facteur de portance fonction de  $D/B$ ,  $D$  étant pris égal à l'encastrement équivalent selon L. MÉNARD ;
- $\gamma D$  = poids des terres sur la hauteur minimale d'encastrement de la fondation.

1.1.2. Calcul du frottement latéral limite  $Q_{fl}$ 

Le frottement latéral  $Q_f$  ne peut être pris en compte que si le puits est coulé à pleine fouille.

En l'absence de frottements parasites (frottement négatif, actions du retrait ou du gonflement, ...), il est calculé en négligeant le frottement sur une hauteur du fût du puits de 1 m à partir de la surface du sol, les terrains de surface étant généralement remaniés et déconsolidés lors des travaux :

$$Q_{fl} = P_e \cdot \sum q_{si} \cdot h_i \quad (2)$$

avec :

- $P_e$  = périmètre du puits ;
- $q_{si}$  = frottement latéral unitaire de la couche  $i$  ;
- $h_i$  = épaisseur traversée par le puits dans la couche  $i$ .

## 1.1.3. Valeur globale

La charge limite des puits est donnée par la formule :

$$Q_u = q_{pu} \cdot A + Q_{fl} \quad (3)$$

avec :  $A$  = section droite du puits.

La contrainte ultime correspondante est  $q_u = Q_u/A$ .

## 1.2. Contrainte de calcul en vue de la justification aux états limites ultimes

La contrainte de calcul est selon le DTU 13-12 :

$$q = \frac{q_u}{2} \quad (3 \text{ bis})$$

Nota :

- La vérification aux ELU vis-à-vis de  $q$  doit prendre en compte le poids propre du puits et d'éventuels frottements parasites.
- Si l'importance des tassements conduit à réduire la contrainte maximale sous ELS, la contrainte de calcul sous ELU est réduite dans les mêmes proportions.

1.3. Estimation de la charge nominale  $Q_N$  sous états limites de services

En tenant compte du poids propre du puits qui doit être inclus dans  $Q_N$ , la charge nominale sous ELS peut être estimée comme suit :

$$Q_N = A \cdot q_{pN} + Q_{fN} \quad (4)$$

avec :

- $Q_N$  = charge nominale sous ELS ;
- $A$  = section du puits ;
- $q_{pN}$  = résistance nominale de pointe sous ELS ;

$$q_{pN} = \left( \frac{q_{pu} - \gamma D}{3} \right) + \gamma D \quad (5)$$

$Q_{fN}$  = frottement latéral autorisé sous ELS =  $Q_{fl}/2$ .

La contrainte de service autorisée sous ELS est :

$$p = Q_N/A \quad (5 \text{ bis})$$

## Remarques importantes

La contrainte de calcul a été déterminée avec le même coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture que pour les fondations superficielles.

Du fait du déplacement faible nécessaire pour mobiliser le frottement latéral, la contrainte nominale destinée à limiter les tassements est calculée en ce qui concerne ce dernier avec la même règle que pour les pieux.

Il s'ensuit que généralement, la contrainte de calcul à ne pas dépasser sous ELU est relativement peu élevée par rapport à la contrainte nominale autorisée sous ELS. Le plus souvent, ce sont les ELU qui imposeront le dimensionnement des puits.

## 1.4. Evaluation des tassements

### 1.4.1. Loi de déformations à la base

On considère que le puits se comporte comme un solide incompressible ce qui, dans le cas présent, est tout à fait justifié, la déformation verticale est la même en chaque point du massif.

Sous la base, le tassement est donné par les formules de L. MÉNARD reprises dans le DTU 13-12 « Fondations superficielles ».

Le tassement  $s$  de l'assise est la somme de deux termes :

- $s_c$  : tassement dit de consolidation ;
- $s_d$  : tassement dit déviatorique.

Soit :

$$s = s_c + s_d \quad (6)$$

avec :

$$s_c = \frac{\alpha}{9 E_s} (q_p - q_o) \cdot L_c \cdot B \quad (6 \text{ bis})$$

$$s_d = \frac{2}{9 E_d} (q_p - q_o) \cdot B_o (L_d \cdot B/B_o)^\alpha \quad (6 \text{ ter})$$

$B_o = 0,6 \text{ m}$  ;

$B$  = largeur ou diamètre des puits ;

$q_p$  = contrainte réelle transmise à la base du puits sous ELS ;

$q_o$  = poids initial des terres au niveau de la base du puits ;

$\alpha$  = coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol ;

$L_c$  et  $L_d$  = coefficients de forme ;

$E_s$  = module pressiométrique sphérique sur une épaisseur de  $0,5 B$  sous le niveau de la base du puits ;

$E_d$  = module pressiométrique déviatorique pondéré selon la méthode de L. MENARD.

#### Nota :

En fait la formule 6 ter est remplacée par une formule plus complexe (O. COMBARIEU, 1988) qui

permet d'obtenir une estimation des déformations plastiques sous charges élevées sans modifier sensiblement la valeur des tassements dans le domaine élastique.

### 1.4.2. Loi de déformations en latéral

La loi de mobilisation du frottement latéral en fonction de  $s$  s'écrit (O. COMBARIEU, 1988) :

$$s = \frac{-2 \cdot R_p \cdot q_s}{K' \cdot E} \cdot \text{Ln} \left( 1 - \frac{\tau}{q_s} \right) \quad (7)$$

avec :

$R_p$  = rayon moyen du puits =  $P_e/2\pi$ , limité supérieurement à 1 m ;

$q_s$  = frottement unitaire latéral limite ;

$E$  = module pressiométrique ;

$K'$  = coefficient (0,8 dans les sables et les graviers et 2,0 dans les autres sols) ;

$\tau$  = contrainte de frottement latéral mobilisée ( $\tau \leq q_s$ ).

#### Nota :

La formule (7) fournit un déplacement proportionnel au rayon de la fondation, ce qui conduit à une aberration pour les fondations de grandes dimensions.

Compte tenu de la gamme de diamètres à l'intérieur de laquelle la formule a été validée (FRANK et ZHAO, 1982) et des ordres de grandeurs des lois de comportement en frottement latéral, il est judicieux de borner supérieurement  $R_p$  à 1 m.

### 1.4.3. Tassement global

En définitive, pour chaque valeur donnée à  $s$ , les formules (6) et (7) permettent de calculer la charge totale  $Q$  correspondante appliquée sur le puits :

$$Q = Q_p + Q_f \quad (8)$$

avec :

$$Q_p = A \cdot q_p$$

$$Q_f = p_e \cdot \Sigma h_i \cdot \tau_i$$

Le calcul peut être exécuté par ordinateur à l'aide du programme « PUIITS » de la Société SOPENA.

# Problèmes et nouvelles solutions pour les fondations des bâtiments ou des équipements dans les régions sismiques

Problems and new solutions for foundations of buildings or equipment in seismic regions

Prof. Ing. Emil TOCHKOV  
Institut Scientifique du Bâtiment\*

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 23-36 (octobre 1991)

## Résumé

Certaines solutions nouvelles relatives à la fondation de bâtiments ou d'équipements importants construits dans les régions sismiques sont présentées. En plus de l'observation stricte des exigences à l'égard des charges conventionnelles, on cherche une certaine réduction de l'action sismique sur la superstructure des bâtiments (vibroisolation).

On propose ainsi le développement d'un nouveau chapitre de la discipline « Fondation des bâtiments ». Un bref commentaire de trois exemples concrets est aussi présenté.

## Abstract

Certain new solutions for the foundations of structures or important equipment built in seismic regions are presented. Beyond the strict observance of requirements with respect to conventional loads, the research aims at reducing the seismic action on the superstructures of buildings (vibroinsulation).

This leads to proposing the development of a new chapter in the discipline of « Building Foundations ». Brief comments are given on three concrete examples.

\* 36, Bd P. Napetov, Sofia 1618 Bulgarie.

## 1. REMARQUES GÉNÉRALES

Les 10-20 dernières années ont été caractérisées par une intensité sismique élevée enregistrée aussi bien en Bulgarie que dans plusieurs autres pays du monde. Cela imposa la révision de plusieurs cartes et normes macrosismiques dans le sens d'une tendance accrue au renforcement de la sécurité des constructions et surtout de celles ayant des exigences spéciales. Par exemple, à l'heure actuelle, 95 % du territoire de la Bulgarie a une activité sismique de l'ordre de 7 à 9 degrés d'après l'échelle de 12 degrés MSK-64 ; la plupart des terrains prévus aux fins de la construction ont une force portante basse ou moyenne,  $\sigma_{adm} \leq 250$  kPa. Le déplacement des chantiers du moins pour un pays comme la Bulgarie est pratiquement impossible. D'autre part, on a besoin de plus en plus souvent de construire des édifices et des équipements ayant des exigences parasismiques élevées comme par exemple des centrales nucléaires, des usines ayant des appareillages électroniques, des tours de télévisions, des bâtiments à plusieurs étages, ainsi que ceux qui relèvent du groupe « A » (1<sup>er</sup> groupe) conformément aux normes bulgares [3].

D'habitude, pour ce type de bâtiments ou d'équipements, une division en sections microsismiques est prévue, mais franchement parlant les conclusions qu'on peut en tirer sont d'une précision réelle de  $\pm 1/2$  à 1 degré. En ce qui concerne la plupart de ces bâtiments, il est pratiquement impossible d'apporter des modifications importantes à leur superstructure ; par exemple les réacteurs nucléaires soviétiques VVER-1000 sont calculés pour le 8<sup>e</sup> degré sismique (référéncé d'après MSK-64), c'est-à-dire jusqu'à une accélération sismique du terrain  $\leq 0,2$  g (g = accélération de la pesanteur).

La triste expérience des 15 dernières années lorsque notre pays subit quelques tremblements de terre nous a montré que c'est une tâche difficile, lente et coûteuse que de réparer les constructions ordinaires touchées par les actions sismiques. On peut imaginer ce problème rapporté aux édifices spéciaux mentionnés ci-dessus !

Une méthode rationnelle visant à réduire l'action sismique sur les bâtiments consiste indiscutablement à agir sur le mode de leur fondation, étant donné que c'est dans la jonction bâtiment-sol que se produit la transmission de l'énergie sismique. En pratique, l'ingénieur du projet peut y apporter les modifications les plus importantes.

La vibroisolation des fondations soumises à des charges dynamiques des machines est un procédé appliqué depuis longtemps dans le monde entier [7]. Signalons par exemple les réalisations dans ce sens faites par la société allemande spécialisée GERB [1], qui se sert à cet effet de ressorts spirales en acier et d'amortisseurs à viscosité liquide. Il a été proposé de placer des réacteurs nucléaires de manière analogue (fig. 1). Tout cela est bien connu et il y a dans le monde plus de 50 brevets d'invention de vibroisolateurs et d'amortisseurs identiques, mais ils sont appliqués avant tout à des fondations isolées, à des machines ou à des appareils spécifiques tandis que les appli-

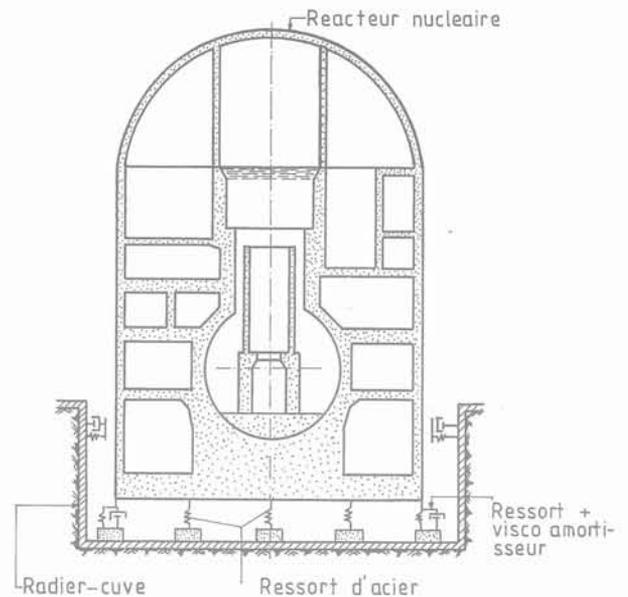


Fig. 1. — Réacteur nucléaire sur des ressorts et amortisseurs (schémas).

Fig. 1. — Nuclear reactor on springs and damping devices (diagram).

cations sont très restreintes en ce qui concerne les bâtiments entiers.

Les raisons en sont les suivantes :

- le prix prohibitif des ressorts et des amortisseurs (par exemple le réacteur nucléaire VVER a un poids de 2 400 000 kN !) ;
- le danger réel de résonance possible dans le cas d'une pareille exécution, étant donné que la période dominante propre des oscillations sismiques  $T_1$  varie normalement de 0,3 à 1,5 s et malheureusement, c'est dans cet intervalle que se trouve la première période propre  $T$  des bâtiments ;
- le remplacement difficile des ressorts et des amortissements ;
- les exigences à l'égard de la stabilité de l'édifice dans les conditions de charge d'exploitation normales.

## 2. FONDATION COMBINÉE

En tant que technologie d'exécution, une méthode, connue depuis longtemps, consiste à utiliser des pieux battus d'une section de 30/30 à 40/40 cm, de 8 à 16 m de longueur disposés à une distance axiale  $L_0 = (4,5-6,0) d$  et un radier en béton armé commun placé sur eux. Les efforts au niveau de la fondation  $\Sigma G$ ,  $\Sigma H$  et  $\Sigma M$  sont assumés en commun par les pieux et le radier (fig. 2). Ce dernier est calculé comme un radier sur un lit élastique hétérogène, conformément à un programme établi à cet effet, en prenant compte éventuellement de la rigidité de la superstructure. Toutes les exigences relatives aux normes nationales respectives d'élaboration des projets de fondations superficielles et sur pieux sont respectées. Les avantages de cette solution sont bien évidents :

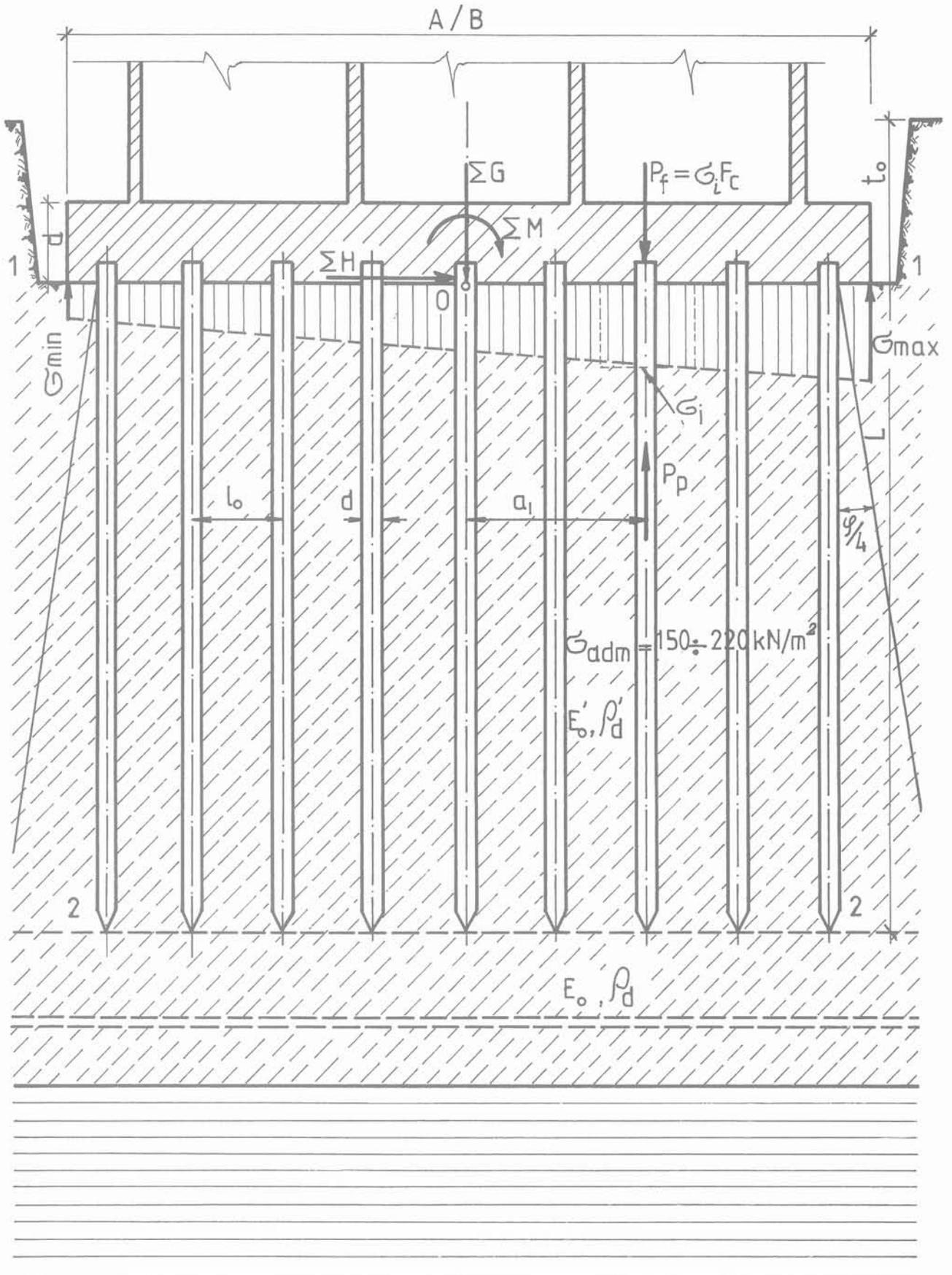


Fig. 2. — Fondation combinée (schéma de calcul).  
 Fig. 2. — Combined foundation (diagram).

- on épargne des pieux en nombre et en longueur ;
- le battage des pieux est facilité ;
- Les pieux battus compactent le sol ;
- le radier de fondation et les pieux, respectivement projetés, réduisent dans une certaine mesure l'action sismique sur l'édifice [4] ;
- la méthode est simple et adaptable.

En Bulgarie, cette méthode a trouvé une large application dans les cas de fondation de bâtiments lourds sur des sols sableux et limoneux d'une force portante de  $\sigma_{adm} \leq 250$  kPa et dans les régions sismiques de 8 à 9 degrés. La figure 3 montre un tel exemple : une batterie pour des silos de grains de dimensions de 78/48 m et une charge totale  $V = 1,5 \cdot 10^6$  kN est fondée sur un radier et des pieux battus en béton armé de dimensions 35/35 cm et  $L = 12$  m, posés à une distance axiale  $L_0 = 1,85$  m (5,3 d). Ils pénètrent dans un limon lacustre de  $\sigma_{adm} = 220$  kPa,  $E_3 = 18$  MPa, sans atteindre la couche d'assise (argile oligocène). L'intérêt économique, comparé à la solution classique de pieux appuyés en pointe sur l'argile oligocène, est bien évident.

Du point de vue sismique, l'effet favorable de la fondation combinée est dû au radier commun et au sol compacté grâce aux pieux. Dans ce cas, nous avons accepté, tout prudemment, une réduction de l'action sismique sur le bâtiment de l'ordre de 25 à 30 %.

### 3. DOUBLE RADIER AVEC SEMELLE AMORTISSANTE ET JOINTS DE GLISSEMENT

Cette solution est présentée, de manière schématique, sur la figure 4. Le radier supérieur (1) est posé au moyen de deux couches préventives en béton maigre (2) sur un joint artificiel (3) qui représente une couche vibroisolante à bas coefficient de frottement  $\mu \leq 0,15$  à  $0,20$ .

Ensuite vient une semelle amortissante en gravier (4) et un deuxième joint de glissement, s'il est nécessaire. La seconde semelle amortissante (5) est en pierre broyée d'une certaine granulométrie et elle est posée sur le radier-cuve inférieur (6). Les deux joints (3) et le radier supérieur (1) sont séparés du radier inférieur (6) par un remplissage de matière élastique molle (7). Le remblai (8) sous le trottoir (9) est en sable compact moyen. Selon chaque cas particulier le nombre des joints glissants est de 1 à 3 ; ils sont épais de 10 à 30 mm et peuvent être réalisés à partir des matériaux suivants résistant à l'humidité, fluage et usure :

- quelques feuilles en PVC ; feutre imprégné ; feuilles en caoutchouc ; liège bituminé ; toiles imperméables de coefficient de frottement  $\mu \leq 0,15$  à  $0,20$  ;
- élastomères poreux thixotropiques et autres.

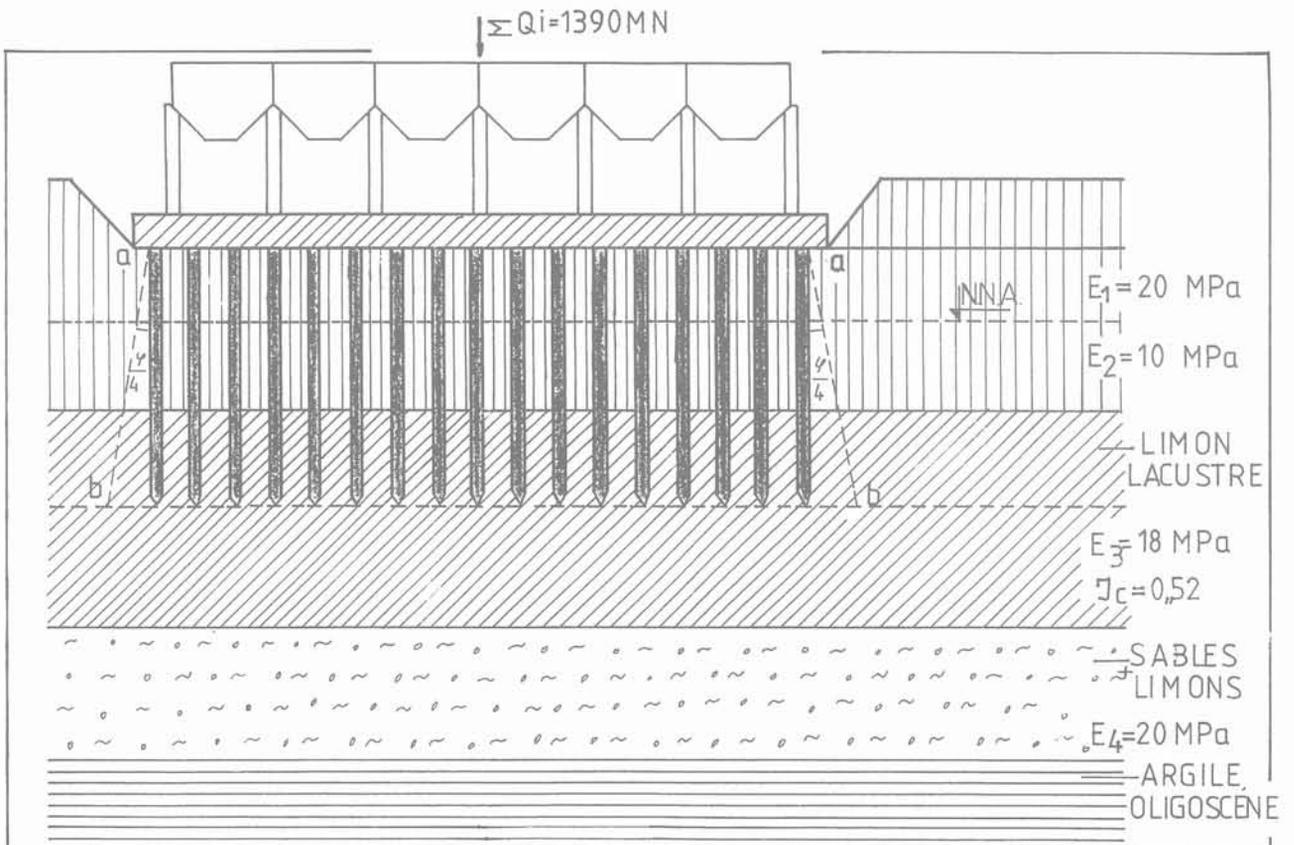


Fig. 3. — Fondation combinée. Exemple de silo de grande hauteur (exemple 1).

Fig. 3. — Combined foundation. Example of a high-rise silo (example 1).

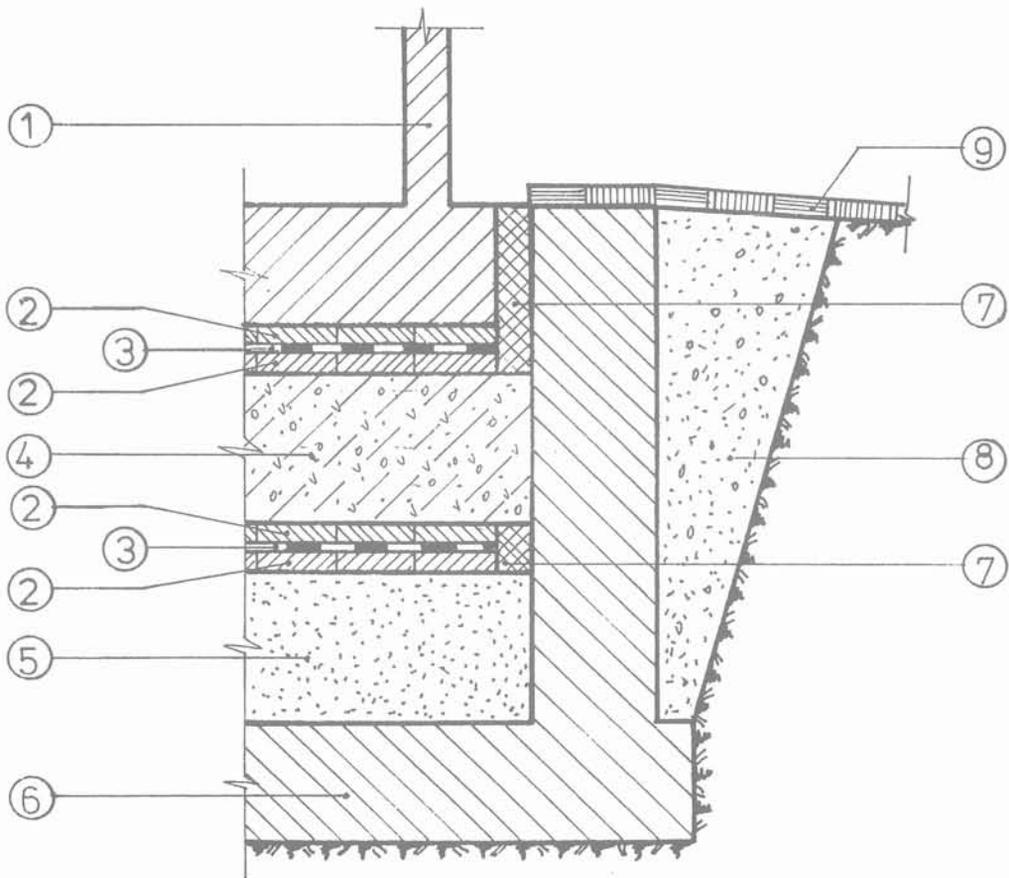
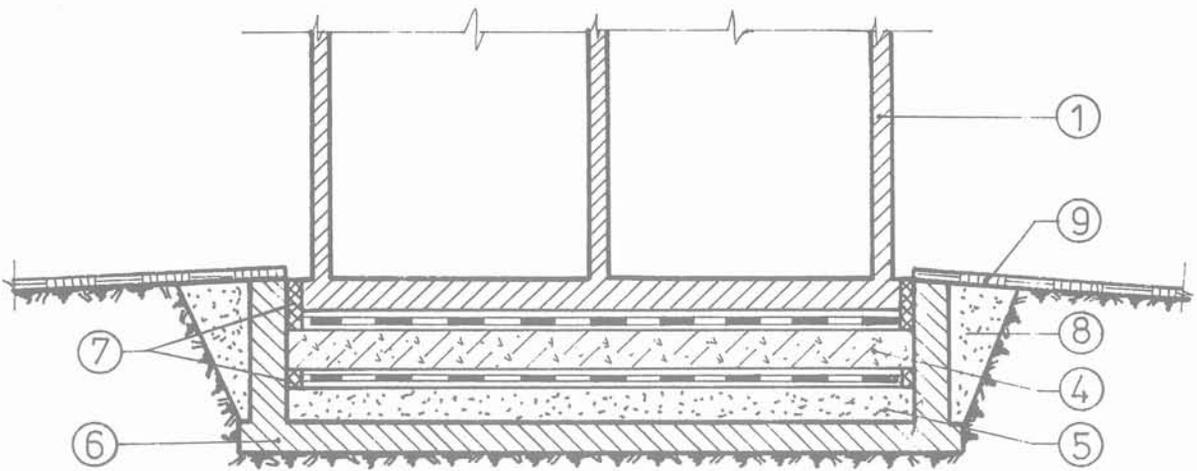


Fig. 4. — Double radier avec couche amortissante + joints glissants (schéma).  
 Fig. 4. — Double raft with damping layer + sliding joints (diagram).

L'exigence principale est la durabilité et un bas coefficient de frottement  $\mu \leq 0,20$ . Dans des conditions normales, c'est-à-dire, en cas de charge verticale et de vent ou en cas de charge verticale et une secousse faible à modérée, le bâtiment, selon la figure 4 est stable et immobile, étant donné que les forces d'inertie qui sont induites ne sont pas en état de surmonter la friction. Prenons tout simplement le cas élémentaire des oscillations du sol périodiques et purement harmoniques sans amortissement avec un système de construction à un degré de liberté et une masse équivalente  $\bar{m}$  avec un coefficient général respectif de rigidité  $C$  (en kN/m), c'est-à-dire, avec une période propre du bâtiment (fig. 5) :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{m}}{C}} \quad (1)$$

La solution des oscillations forcées du système est connue depuis longtemps (par exemple GEIGER, 1958) et le point de départ est la condition principale d'équilibre de la masse  $\bar{m}$ .

$$\bar{m} \ddot{x} + Cx = Cu_1 \sin \omega_1 t \quad (2)$$

$u_1$ ,  $\omega_1$  et le paramètre  $x$  étant bien visibles sur la figure 5.

Pour l'oscillation du bâtiment  $x$ , on obtient l'expression bien connue :

$$x = u_1 \frac{1}{1 - \left[\frac{T}{T_1}\right]^2} \sin \omega_1 t = \beta u_1 \sin \omega_1 t \quad (3)$$

$$\beta = \left[ \frac{1}{1 - \left[\frac{T}{T_1}\right]^2} \right]$$

$\beta$  est le coefficient dynamique ou appelé souvent, en mécanique, coefficient de réponse de la construction.

Au cas où  $T = T_1$  et  $\beta = \infty$ , il y a résonance mais réellement, en conformité avec les normes parasismiques dans le monde entier, on prescrit selon les courbes spectrales  $\beta = 2,0 - 3,0$  [6].

Les raisons en sont bien évidentes :

- la loi, de loin plus complexe, de l'oscillation du sol ;
- les forces amortissantes dans la construction ;
- les forces amortissantes dans le sol ;
- l'influence aussi bien des oscillations propres de l'édifice et autres [6].

Dans ce cas, l'énergie cinétique de la masse  $\bar{m}$ , ayant acquis au moment initial la vitesse de l'action sismique  $V_1$  cm/s, se dépense pour la tension du bâtiment (flexion et cisaillement). Admettons maintenant le cas d'un séisme fort et la possibilité d'un glissement de construction sur les joints (fig. 4). Alors la condition

d'équilibre (2) se transforme en un mouvement uniformément retardé :

$$\begin{aligned} \bar{m} \ddot{x} &= -\mu \bar{Q} \\ \ddot{x} &= -\mu g \\ x &= -\frac{1}{2} \mu g t^2 + C_0 t + C_1 \quad (4) \end{aligned}$$

Conditions initiales :

$$\text{Ayant } t = 0 ; x = 0 \quad (4a)$$

$$t = 0 ; \frac{\partial x}{\partial t} = V_1$$

sans entrer dans les détails, on obtiendra la valeur du glissement du bâtiment :

$$x_{\max} = U_0 = \frac{V_1^2}{2 \mu g} \quad (5)$$

ou bien un résultat encore plus réel :

$$U_0 = (0,65 - 0,80) \frac{V_1^2}{2 \mu g} \quad (5a)$$

ou bien ce n'est que pour cette relation que l'effet sismique sur le bâtiment se réduit à l'aire du coefficient  $k_1$  :

$$k_1 \cong \frac{1}{1 - \frac{U_0}{U_1}} \quad (6)$$

Selon les données de l'échelle MSK-64, les vitesses obtenues dans les bâtiments pour le degré sismique 8-9 sont de l'ordre de :

$$V_1 = 10 - 40 \text{ cm/s.}$$

Pour un coefficient de frottement  $\mu$  dans les joints  $\mu = 0,15 - 20$ , cela signifie des glissements de l'ordre de :

$$u_0 = 5 - 15 \text{ mm}$$

c'est-à-dire, au total 30-50 % des amplitudes maximales du tremblement du sol pour les secousses enregistrées en Bulgarie. Le glissement ne doit pas être élevé brusquement, à notre avis pour les raisons suivantes :

- perturbation de la stabilité de la construction sous l'influence d'autres actions (vent) ;
- danger de chocs sur les bords de la cuve (fig. 4) ;
- risques par rapport aux tuyaux et aux communications entrant et sortant du bâtiment ;
- problèmes relatifs à la restauration de l'édifice sous son aspect initial.

En cas de réalisation réussie selon la figure 4, nous nous attendons aussi à un autre effet : la dégradation des oscillations de résonance à cause des glissements dans la fondation, étant donné que dans de telles conditions le schéma classique de la construction, définie comme une console complexe encastrée

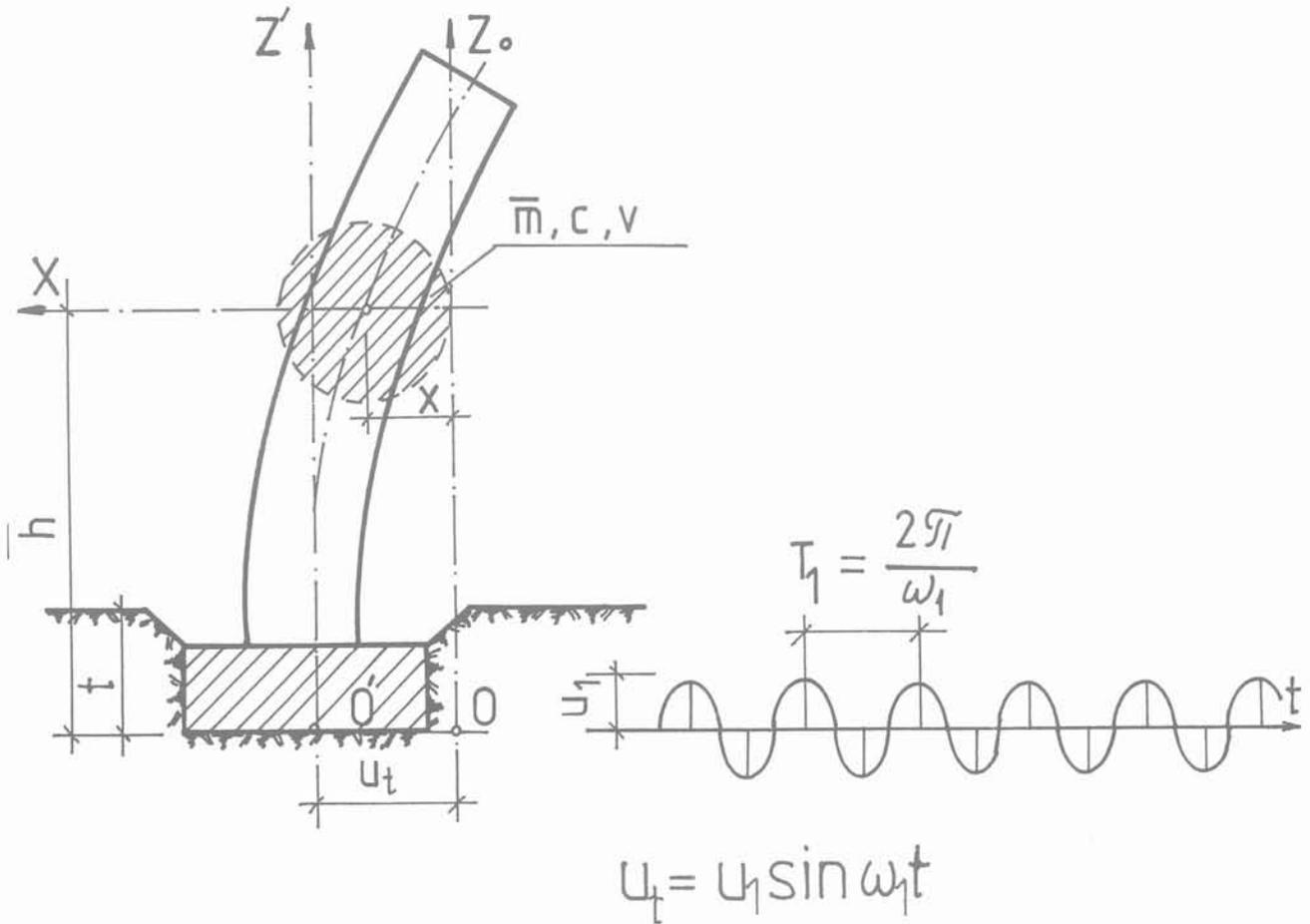


Fig. 5. — Schéma et expressions principales pour l'évaluation du glissement conformément aux options de la figure 4.  
 Fig. 5. — Diagram and main equations for assessing slip in compliance with the options in figure 4.

dans le terrain n'existe pas en réalité. Et cela signifie une diminution brusque du coefficient dynamique bien connu  $\beta$ . Ou bien dans ce cas, le coefficient commun de vibroisolation sera :

$$K_v = K_o \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (7)$$

$K_o$  - de l'effet de la semelle amortissante.

D'après certaines normes mondiales et les vibrations mesurées pour les fondations de machines et d'après les vibrations des moyens de transport :

$$K_o = 1,25 - 1,30$$

$K_1$  - est déterminé selon la formule (6).

$K_2 \cong \beta \text{ min} = 1,3 - 1,5$  pour des constructions rigides.

Autrement dit, il s'en suit que selon la méthode de la figure 4, les édifices et les équipements prévus pour 7-7 1/2 degrés sismiques pourront aussi être réalisés dans des zones de 8 1/2-9 degrés. Pour le moment,

en Bulgarie, l'expérience est limitée ; elle est avant tout une expérience de laboratoire. A notre avis, le problème crucial est lié aux matériaux pour la vibroisolation. Il n'y a en Bulgarie jusqu'à présent, qu'une décision réglementée, à savoir un radier double muni d'une semelle amortissante en gravier et en sable, en acceptant la vibroisolation

$$K_v = 1,25 - 1,30$$

La figure 6 représente le schéma de fondation d'un réacteur nucléaire à double radier et des pieux lourds en béton armé appuyés en pointe qui ne nécessite pas de nouveaux éclaircissements.

#### 4. FONDATION DES PIEUX D'APRÈS LA MÉTHODE CHILIENNE

Dans les cas des édifices lourds et rigides, d'énormes forces d'inertie s'accablent. Lorsque des pieux bat-

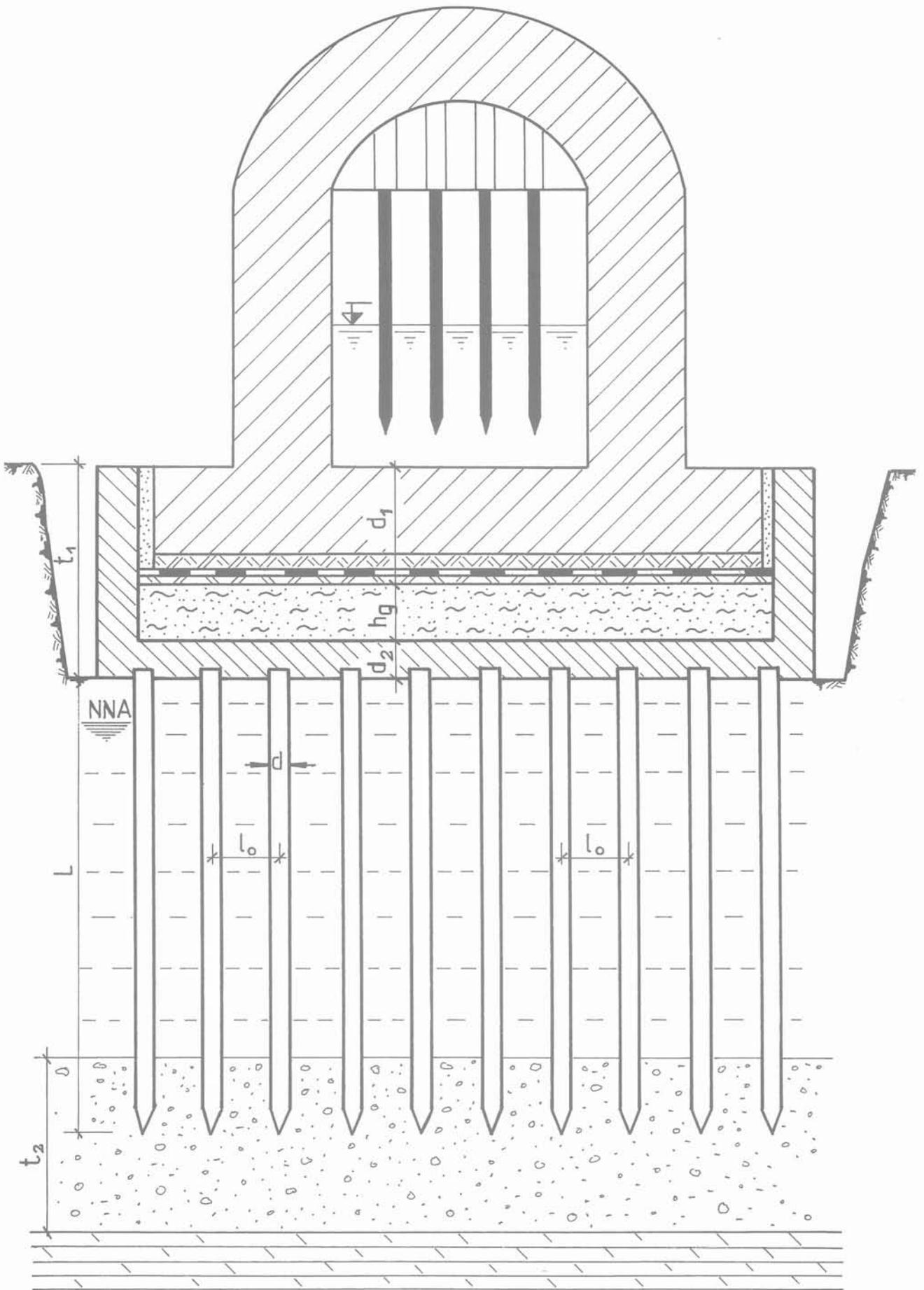


Fig. 6. — Réacteur nucléaire sur radier double et couche amortissante.  
 Fig. 6. — Nuclear reactor on double raft and damping layer.

tus sont encastrés dans un radier, le danger existe qu'ils soient démolis, étant donné que les efforts transversaux et les moments de flexion dans cette zone deviennent importants. Un mode de fondation permettant de surmonter ce danger est représenté de manière schématique sur la figure 7.

Il a été appliqué avec succès au Chili pour la fondation d'édifices à plusieurs étages dans des régions fortement sismiques ; il est réglementé en URSS avec les normes respectives des fondations sur pieux (SNIP - 2.02.03). Il porte là-bas le nom de méthode du VNIOPS - Moscou. Les dispositions présentées sur la figure 7 sont bien évidentes. Les plaques en béton armé (5) ont 120 à 150 cm de large et elles assurent une répartition plus régulière de la charge verticale de la construction. Les pieux battus en béton armé (6) sont posés à une distance axiale  $L_0 = (3,5 \text{ à } 4,5) d$  et n'assument que les charges verticales de la construction. Les deux semelles amortissantes (3) et (4) ont une épaisseur de 80 à 100 cm chacune et sont bien compactes.

Les efforts horizontaux dans le joint de base sont transmis au moyen des forces de frottement, comme c'était le cas des fondations précédentes.

Ce mode de fondation permet les effets suivants :

- a. les têtes des pieux ne supportent pas les efforts horizontaux et les moments d'encastrement provoqués par la construction ;
- b. les pieux rendent le sol compact ; s'il est nécessaire on les enfonce dans le terrain à l'aide d'un mouton Diesel et une forte injection d'eau, c'est-à-dire qu'on obtient un massif de sol compacté et des pieux appuyés en pointe (8). Dans ce cas, même la force portante du pieu isolé s'améliore (EC-7, projet 1987, p. 7, 19). Par ailleurs, les pieux en béton sont forte-

ment armés, c'est-à-dire qu'ils ont une « ductilité » élevée vis-à-vis des actions sismiques ;

c. à l'aide des deux semelles amortissantes, on obtient aussi une certaine vibroisolation de l'édifice, prise comme on l'avait déjà indiqué, jusqu'à la mesure de

$$K_v = 1,30 - 1,40.$$

Un exemple d'application de cette méthode est donné sur la figure 7a. C'est notre proposition de fondation pour les réacteurs nucléaires VVER-1000 N° 3 et N° 4 de la station nucléaire de la ville de Béléné en Bulgarie, sur le bord du Danube. La pression moyenne d'un réacteur à la base de la fondation à la cote + 23 est égale à 550 kPa avec une valeur maximale de 750 kPa ; force horizontale commune

$$\Sigma H \approx 600\,000 \text{ kN} \sim \frac{1}{4} \cdot \Sigma V ; \text{ tremblement de}$$

terre  $a = 0,2 \text{ g} ; \beta = 2,5$ , assurance - 10 000 années.

La force portante des couches supérieures, en argile et limons est de  $\sigma_{adm} = 200 - 250 \text{ kPa}$  ; les sables épais fins situés au-dessous ont une portance  $\sigma_{adm} \leq 150 \text{ kPa}$ . Ils sont lâchés jusqu'à moyennement compacts. Ils sont douteux à la liquéfaction. Les graviers au niveau 8-10 sont compacts,  $\sigma_{adm} = 500 \text{ kPa}$ . Le niveau des eaux souterraines est + 18 à + 22 m, c'est-à-dire que le terrain est saturé. Pour ces raisons, la fondation des réacteurs 1 et 2 est réglée de manière classique : excavation totale des sols jusqu'au niveau supérieur des graviers, à savoir jusqu'à une profondeur de 10-12 m et leur substitution par une semelle compacte en gravier fluvial, en couches de 25-35 cm.

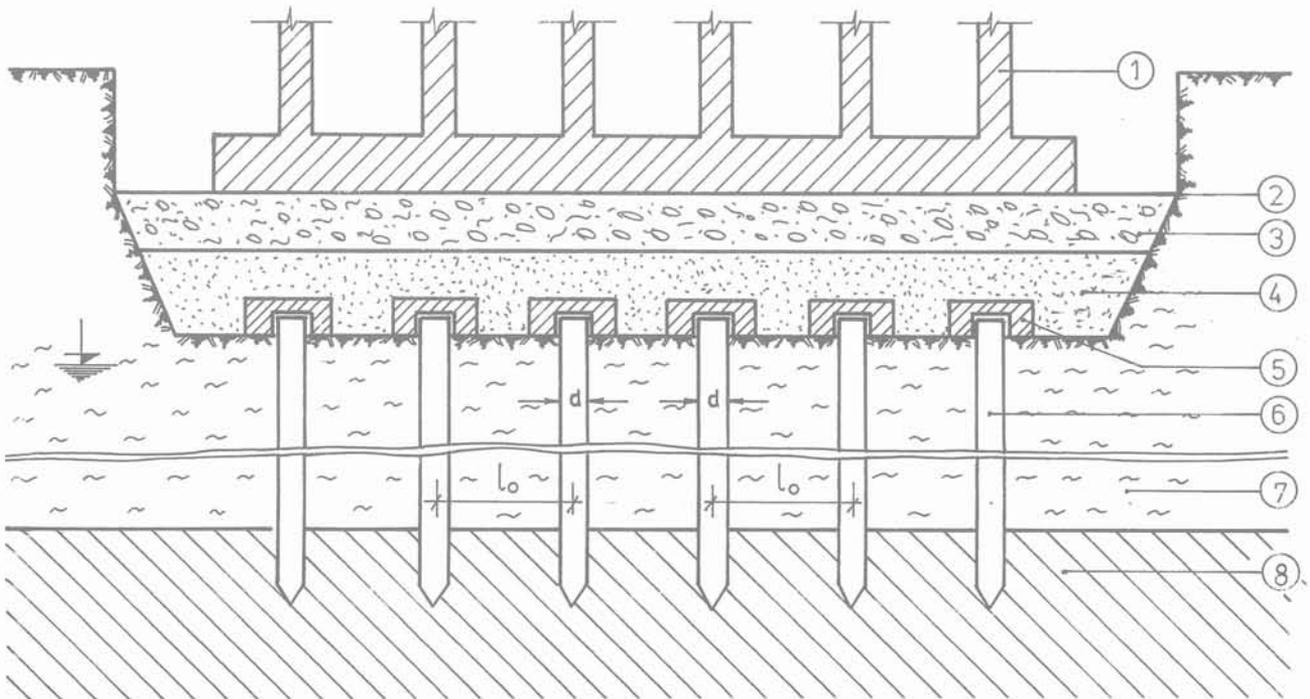
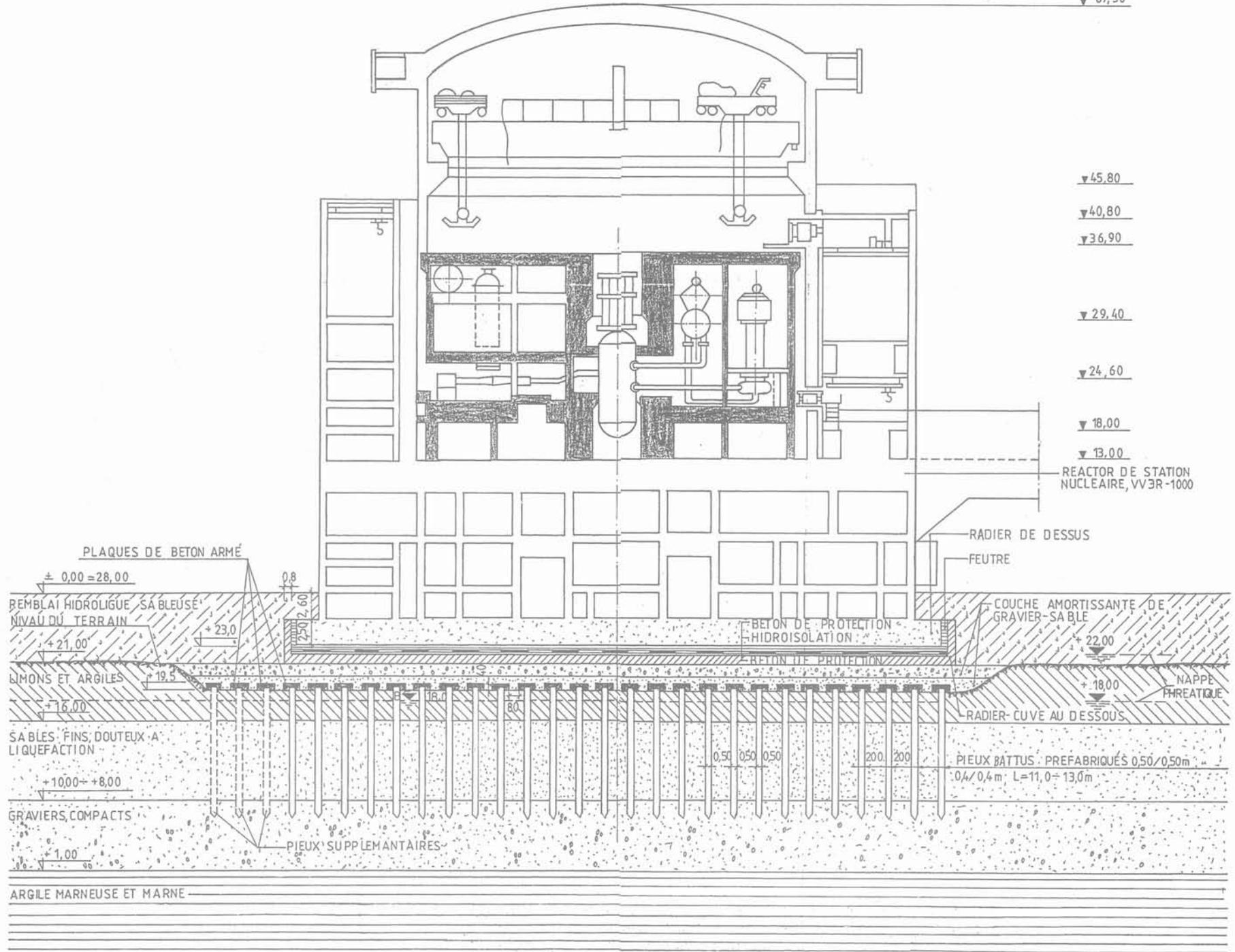


Fig. 7. — Fondation de bâtiment lourd sur semelle amortissante et pieux en béton armé (méthode chilienne).  
 Fig. 7. — Foundations of heavy building on damping footing and reinforced concrete piles (Chilean method).

Fig. 7a. — Option de fondation de réacteur nucléaire n° 3 (4) dans la ville de Bétérené, Bulgarie (exemple 2).  
Fig. 7a. — Option for nuclear reactor foundation n° 3 (4) located in Bétérené, Bulgaria (example 2).



La fouille est entourée d'une paroi moulée dans le sol qui atteint les marnes. Indépendamment de tout cela, les écoulements dans la fouille sont importants et la réalisation de la semelle se fait en épuisant l'eau continuellement au moyen d'un système spécialement conçu à cet effet.

Les résultats obtenus jusqu'à présent sont bons, mais une pareille réalisation s'avère un processus très lent, difficile à soumettre au contrôle, surtout pendant les mois d'hiver, demandant d'importants travaux de terrassements.

C'est justement pour cette raison que nous avons proposé dans le cas des réacteurs n° 3 (4) l'adoption de la variante des pieux battus lourds en béton armé de dimensions 50/50 cm,  $L = 12-13$  m, ancrés dans les graviers (7a).

Dans le contexte de EC-7 [12], nous nous alignons indiscutablement dans ce cas sur la 3<sup>e</sup> catégorie géotechnique et nous devons avoir pour objectif un contrôle strict du projet. En deux mots, nous appliquons une méthode complexe de prise de solution comportant des initiatives supplémentaires éventuelles au cours de sa mise en œuvre pour qu'une sûreté réelle soit atteinte pour un réacteur nucléaire dans une région sismique !

Les initiatives possibles, si cela paraît nécessaire, sont les suivantes :

— la construction d'une barrière antisismique à partir des pieux supplémentaires, liés au-dessus, hors du réacteur. Pour eux, on admet l'apparition des fissurations sous l'action sismique ; ils sont les premiers à subir l'attaque des ondes sismiques des couches supérieures du sol le plus faible ;

— les principaux pieux de dimensions 50/50 cm sont enfoncés au moyen d'un mouton Diesel du type D-46 (D-55, D-62). Ce travail peut être combiné à une hydrocompaction des sables ; des pieux intermédiaires de dimension de 35/35 cm sont aussi possibles ;

— entre le radier supérieur et le radier inférieur, on peut poser une semelle amortissante, par exemple, du type de celle, présentée sur la figure 4.

## 5. FONDATION AU MOYEN D'UNE SEMELLE AMORTISSANTE ET D'UN CADRE SOUTERRAIN RIGIDE

Il s'agit toujours d'un système de fondation articulé, comportant un radier supérieur en forme de grillage, une semelle amortissante et un radier inférieur en forme de cuve porté par un cadre rigide de pieux (fig. 8). La semelle amortissante est du type déjà décrit au paragraphe 2 (avec ou sans joints glissants).

Le cadre souterrain consiste en un radier lisse ou avec nervures et des poteaux appuyés ou encastrés dans une couche d'assise. Ces poteaux sont réalisés avec des pieux forés de gros diamètre, par exemple du type « Benoto », ou avec des diaphragmes de parois moulés, des puits ou autres et ils sont encastrés dans le radier.

Le cadre souterrain est calculé sur la base de la pression sismique directe des couches supérieures faibles du sol pour la force portante et pour avoir une rigidité satisfaisante. On s'efforce que le rapport entre les deux périodes propres,  $T$ , de l'édifice posé sur une semelle amortissante et  $T_1$  du cadre souterrain soient

telles que  $\frac{T}{T_1} > 2,0$  pour qu'on puisse obtenir une

bonne vibroisolation du bâtiment, du moins pour l'effet des couches supérieures du sol. La période propre de la construction  $T$  ne peut pas varier dans de larges limites, mais pour la réduction de la période  $T_1$ , nous avons des possibilités considérables.

L'étude statique et dynamique d'un tel cadre est une tâche complexe. Une étude numérique à l'aide des ordinateurs s'impose. On s'est servi d'un programme basé sur la méthode des éléments finis (solution bidimensionnelle) qui fournit des déplacements  $\Delta X$  et  $\Delta Y$  et les inclinaisons  $\phi$ , de même que les efforts tranchants,  $N$ ,  $Q$  et  $M$  d'un cadre sur un lit élastique de paramètres volontaires et en toutes conditions de support. Ce cadre est présenté sur la figure 9. La figure 9a indique les dimensions géométriques, la discrétisation et les moments d'inertie du radier et des poteaux et la figure 9b donne le schéma du chargement vertical et horizontal du cadre et de la constante horizontale élastique du lit  $C_x$ , accepté selon la loi du triangle conformément aux normes bulgares de fondation sur les pieux et restant du côté de la sécurité.

On a considéré une bande du radier d'une largeur  $L_r = 360$  cm (distance axiale entre les pieux) et d'une hauteur de  $h_r = 150$  cm. Les pieux sont du type « Benoto »,  $d = 120$  cm, si l'on accepte qu'ils soient appuyés sur la couche d'assise (toujours sur le plan de sécurité).

La poussée sismique horizontale des couches supérieures pour le 8<sup>e</sup> degré ( $a = 0,2$  g), appartenant à un cadre ( $L_r = 360$  cm) est fixée selon les normes, valables en Bulgarie, et notamment

$$q_x = 0,144 \text{ MN/m}$$

est répartie comme cela est représenté à la figure 9b.

Dans le cas où la première période propre de l'édifice est égale à  $T = 0,65$  s, on a obtenu pour le cadre souterrain :

- première période propre :  $T_1 = 0,29$  s ;
- efforts maximaux au pieu du 1<sup>er</sup> rang ci-dessus :
  - moment de flexion  $M = 2,75$  MN m ;
  - force transversale  $Q = 0,37$  MN
  - force axiale  $N = 3,36$  MN (compression).

Conformément aux normes bulgares pour les projets de constructions en béton armé, on obtient un pourcentage d'armature allant jusqu'à 2,1 % ce qui est acceptable pour un pareil type de pieux (poteaux) lourdement chargés. Ayant en vue les deux effets de la solution :

- la semelle amortissante ;

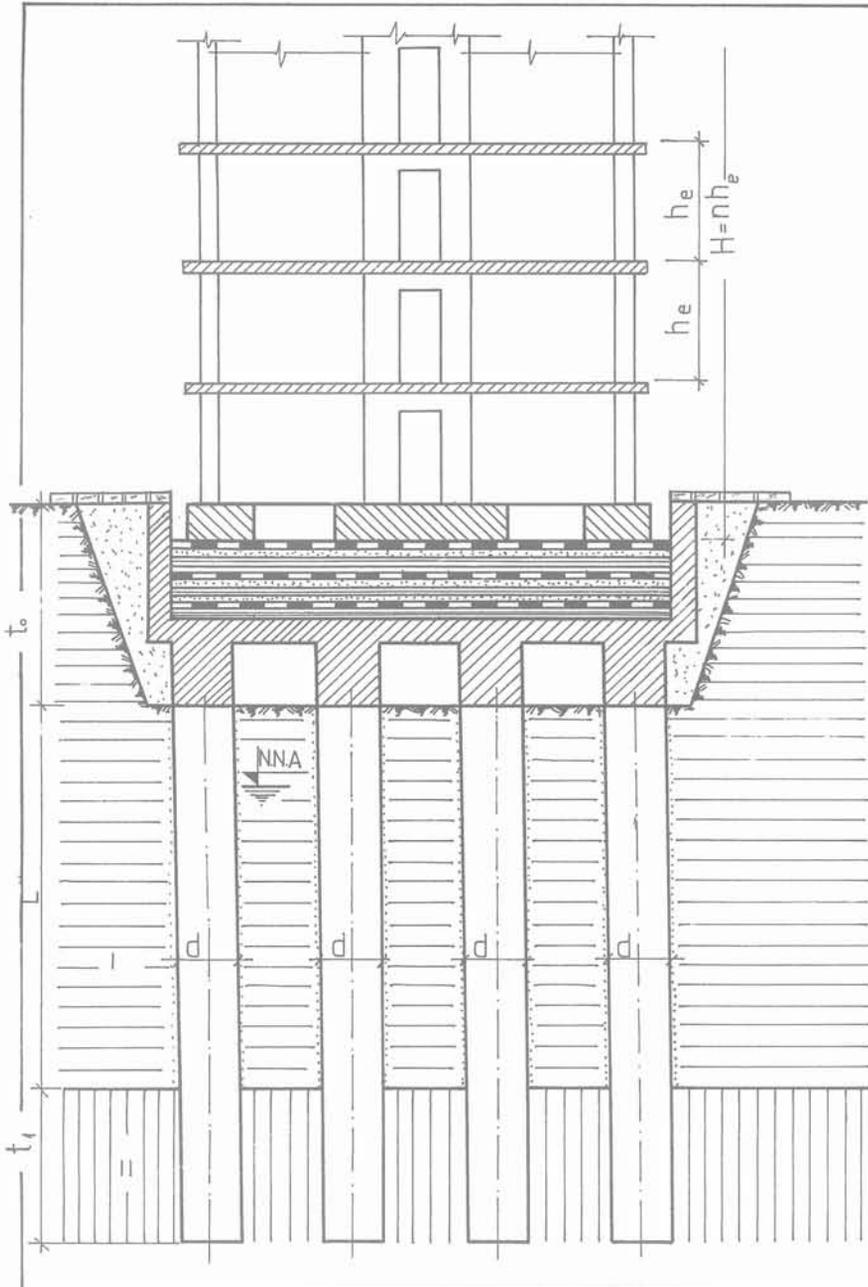


Fig. 8. — Fondation de bâtiment à plusieurs étages sur cadre souterrain rigide (schéma).

Fig. 8. — Foundation of a multistorey building on an underground frame (diagram).

- le cadre souterrain, respectivement la relation

$$\frac{T}{T_1} = \frac{0,65}{0,29} = 2,22$$

On peut s'attendre à un coefficient de vibroisolation de l'ordre de :

$$K_v = 2-3 \text{ fois}$$

c'est-à-dire que la construction projetée pour une intensité sismique de degré 7 à 7 1/2 pourrait être réalisée dans une région sismique de degré 8 à 8 1/2 au moyen dudit mode de fondation spéciale. Evidem-

ment, ayant en vue les inévitables imprécisions dans l'évaluation de la charge sismique  $q_x$ , de la constante  $C_x$  et autres, on doit faire des calculs d'option en tenant compte des dispersions possibles des paramètres géotechniques. Cette difficulté peut être surmontée si l'on dispose de programmes convenables.

Selon les informations de la société GERB [1], il existe des réalisations pareilles. En présence de technique respective moderne de fondation en profondeur (Soletanche - Fr), nous ne voyons pas d'obstacles à la réalisation d'autres projets dans d'autres pays du monde, dans des régions sismiques.

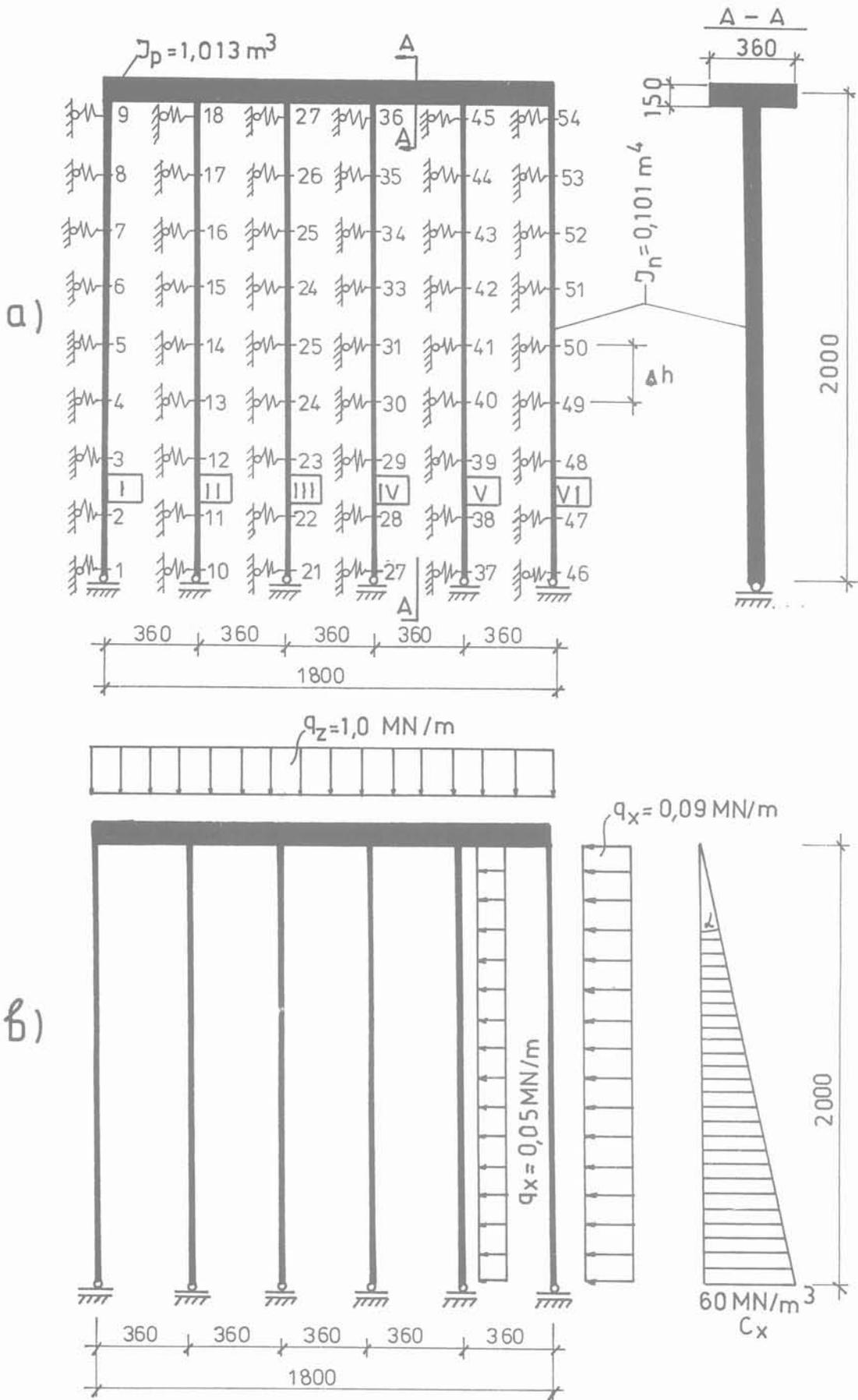


Fig. 9. — Calcul du cadre souterrain en cas d'action sismique horizontale.

a. Schéma du cadre. b. Charge et coefficient du lit (exemple 3).

Fig. 9. — Computation for the underground frame in the case of horizontal seismic action.

a. Diagram of the frame. b. Load and coefficient of the footing (example 3).

## 6. CONCLUSION

Nous venons de décrire certains nouveaux modes de fondation des bâtiments pour lesquels, en plus de l'observation des exigences traditionnelles relatives aux charges verticales, on a cherché une réduction de l'action sismique sur le bâtiment et les équipements. Pour certaines constructions, par exemple les réacteurs nucléaires, posées sur des terrains de  $\sigma_{adm} \leq 250$  kPa, l'application de pareilles méthodes est, à notre avis, obligatoire.

La vibro-isolation est partielle, mais les solutions données sont réalisables et acceptables en tant que conception aussi bien, pour les charges conventionnelles du bâtiment. D'autres solutions sont aussi possibles. La géotechnique attend de nous un nouveau chapitre, en tant que théorie appliquée, en tant que réalisation mais aussi avec de nouveaux matériaux.

## RÉFÉRENCES

1. Gerb Gessellschaft für Isolierung mBA & Co, Essen, Deutschland.
2. *Fondation combinée. Prescription du projet.* BCA, n° 9, 1986, Sofia, Bulgarie.
3. *Construction dans les régions sismiques.* Normes de projet, 1987, Sofia, Bulgarie.
4. *Règles parasismiques*, 1969, et annexes, Ed. Eyrolles, 1982, Paris.
5. Snip II-7-81. *Construction dans les régions sismiques.* 1981, Moscou, URSS.
6. *Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.* ATC 03-06-1978, Washington.
7. TOCHKOV Em., *Fondations de machine*, Ed. Technika, 1969, Sofia, Bulgarie.
8. TOCHKOV Em., *Fondations des constructions dans des conditions spéciales*, Ed. Technika, 1982, Sofia, Bulgarie.
9. TOCHKOV Em., STAKEV M., *Constructions contre le glissement de la terre*, Ed. Technika, 1988, Sofia, Bulgarie.
10. TOCHKOV Em., *Some new solutions of foundations in seismic regions*, 12 ICSMFE, Rio de Janeiro, August, 1989.
11. TOCHKOV Em., *Block fundamente unter Stützen und Säulen*, H5/1990, Review ÖIAZ, 1990, Wien.
12. Eurocode n° 7, (EC-7), *Geotechnics*, Rev. Geotechnik, n° 1, 1990, Essen (projet préliminaire, 1989).
13. Eurocode n° 8, *Common unified rules for structures in seismic regions*, 1984, Brussels-Luxembourg (Draft).

# La consolidation atmosphérique

## Vacuum consolidation

J.-M. COGNON

Ingénieur ECP. Ménard soltraitement\*

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 37-47 (octobre 1991)

### Résumé

La consolidation atmosphérique est une variante du préchargement d'un sol argileux par un remblai classique associé à un réseau de drains verticaux. L'article présente le principe de la méthode de calcul de consolidation atmosphérique et montre les différences importantes entre les deux méthodes.

Principalement, la consolidation atmosphérique étant de type isotrope, l'amélioration des caractéristiques de sol est différente et la rupture et le fluage latéral sont impossibles.

En fin d'article les résultats globaux d'un certain nombre de réalisations sont présentés.

### Abstract

Vacuum consolidation is an alternative to surcharging of cohesive soil by means of a conventional fill associated to vertical drains.

This article introduces to calculation methods of vacuum consolidation and compares the basic differences.

Basically, vacuum consolidation being isotropic, the variations of soil characteristics follow different laws, failure as well as plastic flow will not occur.

The article is highlighted by a series of recent case histories.

\* Local postal n° 530, 91946 Les Ulis Cedex.

### 1. GÉNÉRALITÉS

Le principe de cette méthode apparaît simple au premier abord comme on peut le constater par le calcul ci-dessous :

Supposons un sol déjà consolidé sous une faible hauteur de remblai au-dessus duquel est mise en œuvre une membrane étanche refermée sur des tranchées étanches descendue au moins au niveau de la nappe (fig. 1).

Il suffit pour comprendre le mécanisme de prendre en compte la pression atmosphérique dans les contraintes vraiment totales cette fois et dans les pressions interstitielles.

Avant de réaliser le vide à une profondeur  $z$  :

$$\sigma_T = \gamma z + \gamma_r \cdot h + P_a = \sigma_t + P_a$$

$$u_T = z\gamma_w + P_a = u_t + P_a$$

$$\sigma'_i = \sigma_T - u_T = \sigma_t - u_t = z\gamma' + h\gamma_r$$

Les indices T étant affectés aux contraintes  $y$  compris la pression atmosphérique et t aux contraintes classiques,  $\sigma'_i$  étant la contrainte effective initiale avant de faire le vide.

Si le vide est maintenu sous la membrane pendant un temps infini  $\sigma_T$  ne change pas, tandis que  $u_T$  devient  $u_t = z\gamma_w + 0$  :

d'où  $\sigma'_f$  en fin de consolidation devient :

$$\sigma'_f = \sigma_T - u_t = \sigma'_i + P_a$$

la contrainte effective est donc augmentée de la valeur de la pression atmosphérique si le rendement des pompes est de 1. Ce raisonnement est valable pour  $\sigma'_h$ , on est donc en présence d'une augmentation des contraintes isotrope.

### 2. CONDITIONS LIMITES

Le raisonnement précédent n'est valable qu'aux quatre conditions suivantes :

1. la valeur  $z$  doit être faible par rapport à la largeur ;
2. il faut  $r \ll r_o$  pour ne pas avoir d'effet de bord ;

3. il faut  $h$  faible sinon le raisonnement devient faux car la nappe va monter dans le remblai drainant et provoquera une diminution de  $\sigma'_t$  par déjaugage du remblai ;

4. le vide doit être réalisable avec des moyens économiques, c'est-à-dire qu'il faut peu de venue d'eau, ce procédé est donc intéressant dans les sols argileux, mais ce sont les seuls sur lesquels on envisage des méthodes d'amélioration des caractéristiques par pré-chargement.

En effet, s'il n'est pas pris de précaution particulière, le schéma d'écoulement en cas d'une nappe à une certaine profondeur sera celui indiqué sur la figure 3 partie droite.

Loin des bords dans la zone sans drain, en supposant que la nappe du sable inférieure est à la même charge hydraulique que l'argile et que le rendement de la pompe à vide,  $y$  compris les pertes de charge dans les sables, soit de 0,8, on peut calculer l'augmentation de contrainte effective.

En prenant l'origine au point O, la charge hydraulique en A reste identique puisque la membrane n'a pas une dimension infinie et vaut :

$$h = \frac{u}{\gamma_w} + z = 12 + 0 = 12$$

$$\text{et } h_T = 12 + 10 = 22$$

en tenant compte de la pression atmosphérique...

Nous avons, avant pompage, la même valeur en B par hypothèse :

$$h_B = (10 + 12 = 22).$$

Après pompage  $h_A$  reste la même,  $h_B$  devient avec les valeurs prises à la gauche de la figure :

$$\frac{u}{\gamma_w} + n \cdot P_a + z = 3 + 0,2 \times 10 + 12 = 17$$

l'augmentation de contrainte effective en B sera donc limitée à 50 KPa ; et 80 KPa, si l'on ne laisse pas monter l'eau dans le remblai.

Cette augmentation de contrainte sera nulle en A et la variation entre A et B sera linéaire en fin de consolidation quand l'écoulement sera devenu permanent.

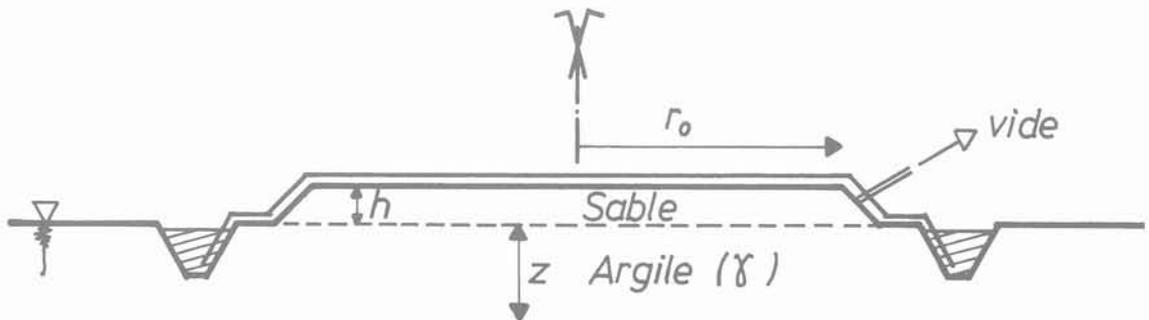


Fig. 1. — Principe de la consolidation atmosphérique.  
Fig. 1. — Vacuum consolidation principle.



Fig. 2. — Vue générale d'un chantier.  
 Fig. 2. — General view of a site.

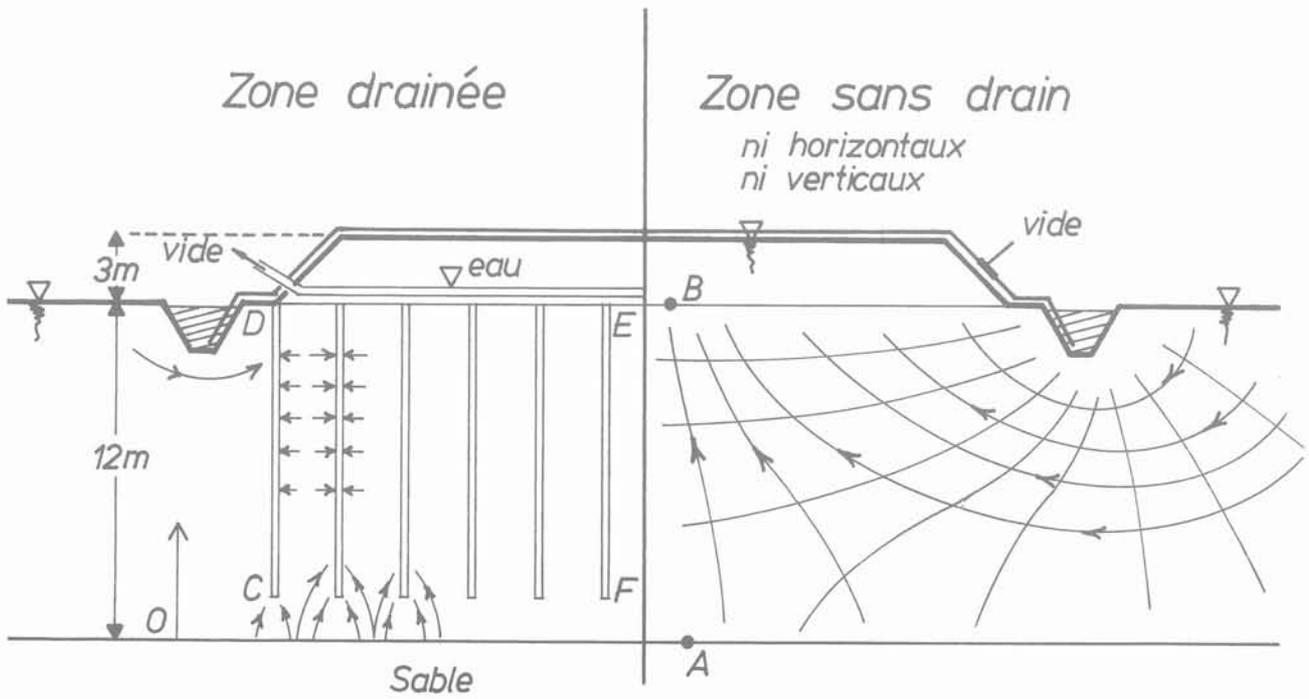


Fig. 3. — Ecoulement de l'eau avec et sans drain.  
 Fig. 3. — Flow lines with and without drains.

Dans la partie gauche de la figure, si l'on empêche la nappe de monter dans les remblais et si l'on dispose des drains verticaux, l'écoulement va être modifié. En effet, le gradient le plus fort sera toujours horizontal sauf dans la zone située entre la couche de sable inférieure et la base des drains.

On se retrouve dans cette configuration dans le cas de calcul initial et l'augmentation de contrainte effective sera égale au rendement près à la pression atmosphérique, soit 80 KPa en tout point du massif CDEF.

Les effets de bord dans la zone du point C sont réduits au minimum en diminuant la maille des drains en périphérie, comme on le verra plus loin.

Techniquement, il est difficile d'empêcher la nappe de monter dans les remblais, c'est d'ailleurs la première cause d'échec avec la réalisation de drains verticaux descendant dans une couche perméable, des tentatives réalisées dans le passé ; les collecteurs se sont alors pratiquement remplis d'eau et le vide ne put se réaliser correctement. C'est pour éviter ces déboires que le système breveté prévoit la réalisation concomittante d'un rabattement sous la membrane, celui-ci peut être réalisé de deux façons :

1. réalisation de drains horizontaux profonds ou tranchées drainantes (5 m de profondeur) ;
2. système de vidange des drains avec pompes plastiques incorporées dans chaque drain pour maintenir l'eau à 5 m de profondeur environ.

Au niveau théorique, l'approche est la même et peut se présenter comme suit.

### 3. ASPECT THÉORIQUE

#### 3.1. Diagramme de consolidation classique

Pour comprendre l'intérêt de superposer le rabattement avec l'action du vide, il est utile de présenter la consolidation en portant sur un axe vertical, les pressions interstitielles et les contraintes comme expliqué sur la figure 5 dans le cas d'une consolidation classique dans l'hypothèse unidimensionnelle de TERZAGHI, les nappes supérieures et inférieures étant à la même charge hydraulique.

Avant toute mise en place de surcharge, à partir d'un point O de la surface libre de la nappe, on trace une droite à 45°, de cette façon en l'absence de consolidation en cours la pression interstitielle a une profondeur  $z$  en-dessous de la nappe, est donnée par la longueur  $MN \cdot \gamma_w + P_a$ .

Si l'on veut réaliser un préchargement avec un remblai de grande dimension (cas unidimensionnel) au temps  $t = 0$  la contrainte  $\Delta\sigma$  est transmise à l'eau et la pression interstitielle augmente donc de  $\Delta\sigma$ . La consolidation s'opérant petit à petit, la surpression de chaque point de l'argile sera donnée par la courbe AN'B en l'absence de drain pour revenir à AB pour un temps théoriquement infini (figure 6).

La surface AA'B'N'A représente le diagramme de consolidation et la longueur N'P l'augmentation de la contrainte effective pour le point M situé à une profondeur  $z$  en cours de consolidation. In fine N' rejoint N et l'augmentation de contrainte effective est la même en tout point de l'argile et vaut N P c'est-à-dire  $\Delta\sigma$ .



Fig. 4. — Système de jonction entre les drains de surface, les drains profonds et les pompes à vide.  
Fig. 4. — Connections between surface horizontal drains, vertical drains and vacuum pumps.

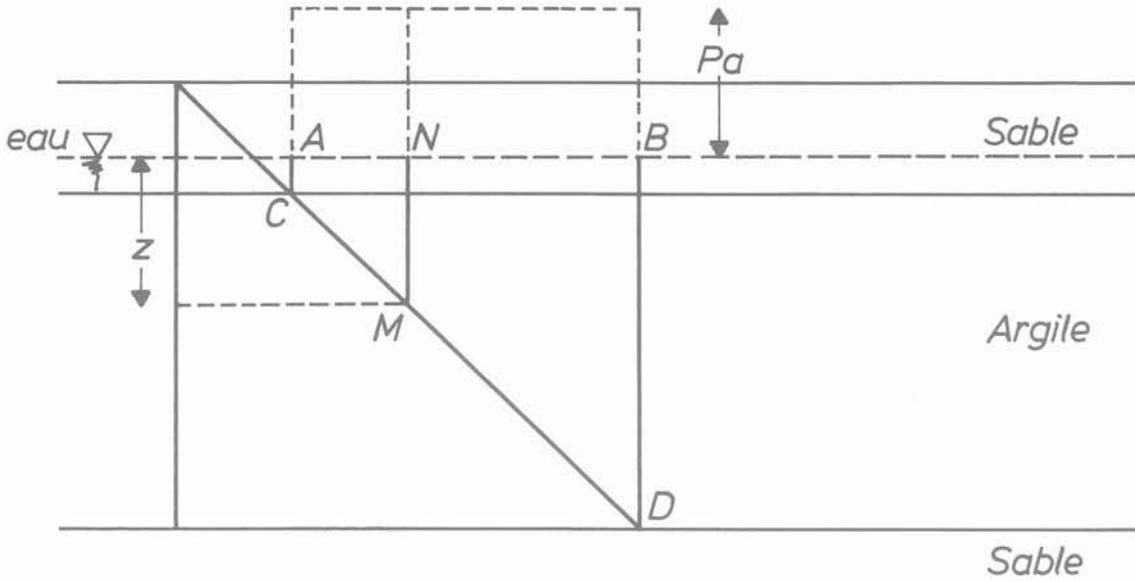


Fig. 5. — Visualisation de la pression interstitielle.  
 Fig. 5. — Representation of pore pressure.

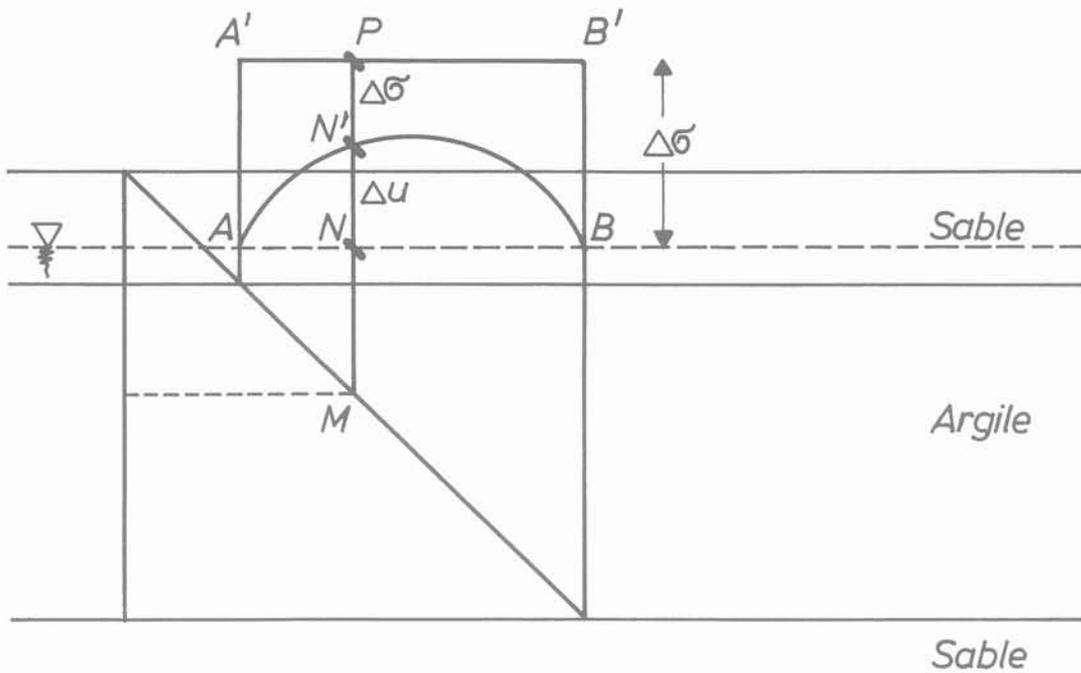


Fig. 6. — Evolution de la pression interstitielle dans la théorie unidimensionnelle de TERZAGHI.  
 Fig. 6. — Pore pressure variation according to TERZAGHI one dimensional consolidation theory.

Dans le cas d'une surcharge de dimensions finies (par exemple un bac de pétrole apportant une contrainte de 80 de diamètre égal à l'épaisseur de l'argile) le schéma est celui de la figure 7 avec l'hypothèse simplificatrice d'un comportement élastique du squelette solide et d'une consolidation unidimensionnelle, même si dans ce cas elle est peu réaliste, NP représente toujours l'augmentation de contrainte effective à la profondeur z. A'B' représente la courbe classique de BOUSSINESQ.

### 3.2. Diagramme de consolidation par le vide

En restant dans le même principe de graphique, on peut maintenant mieux comprendre trois cas déjà étudiés.

a. Consolidation atmosphérique sans drain avec nappe à une distance finie (fig. 8).

Dans ce cas, il existe une loi linéaire de l'augmentation de la contrainte effective. Ce schéma n'étant vala-

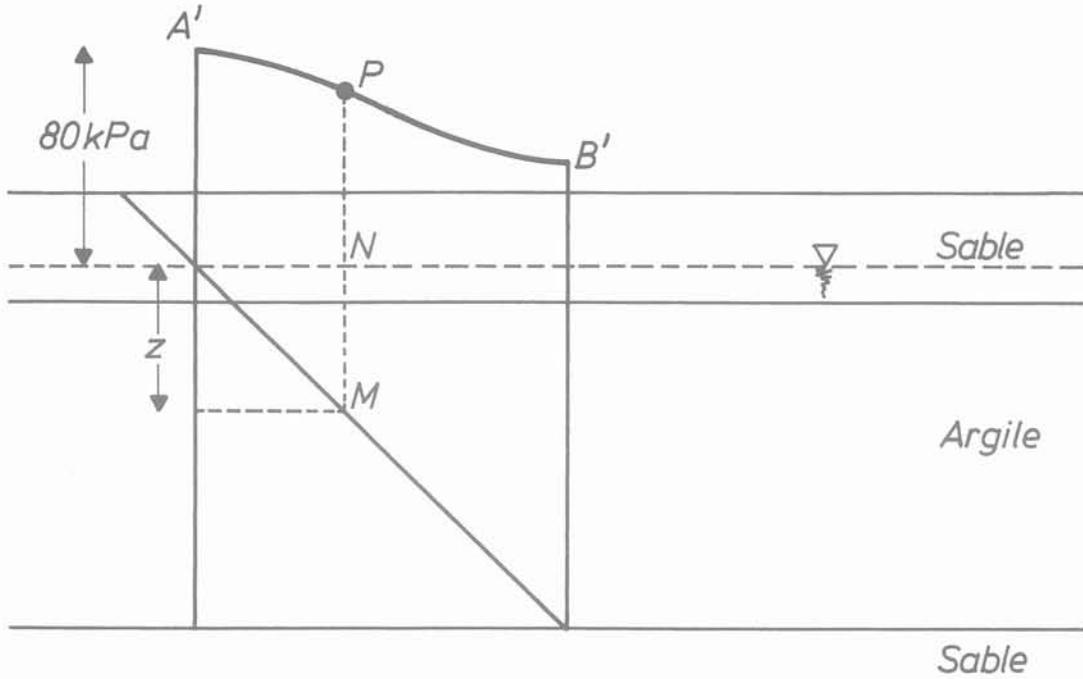


Fig. 7. — Schéma unidimensionnel avec contrainte diminuant avec la profondeur.  
Fig. 7. — One dimensional graph of stress decreasing with depth.

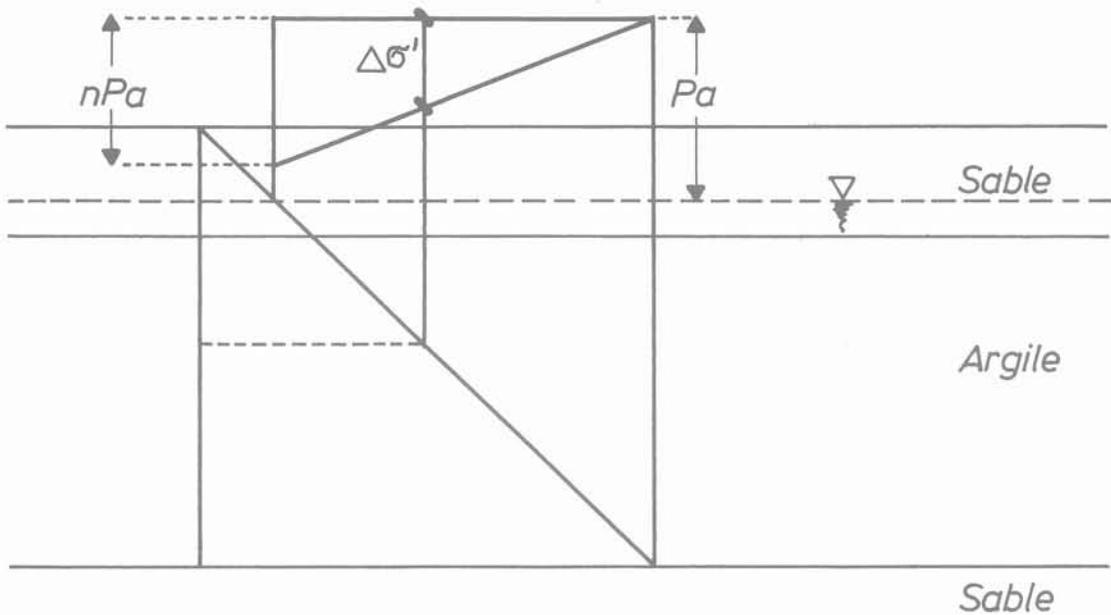


Fig. 8. — Schéma unidimensionnel du pompage sans drains.  
Fig. 8. — One dimensional graph of vacuum application without drains.

ble que dans la zone centrale en ne tenant pas compte des effets de bord étudiés plus loin.

b. Consolidation atmosphérique avec drain arrêté avant une couche drainante. Ce cas est un peu théorique comme on l'a vu précédemment pour des problèmes purement technologiques (fig. 9).

Par contre, même si la dimension de la membrane est finie, il n'y a pas comme dans le cas d'une sur-

charge classique, même avec des drains de diminution de la contrainte effective créée en fonction de la profondeur comme indiqué dans la figure 7.

c. Consolidation atmosphérique combinée avec un « rabattement ». Dans le cas d'un « rabattement » de 5 m, on se trouve en présence d'une augmentation de l'efficacité de 0 à 5 m dans les 5 premiers mètres. Ce supplément de gain du gradient d'écoulement et

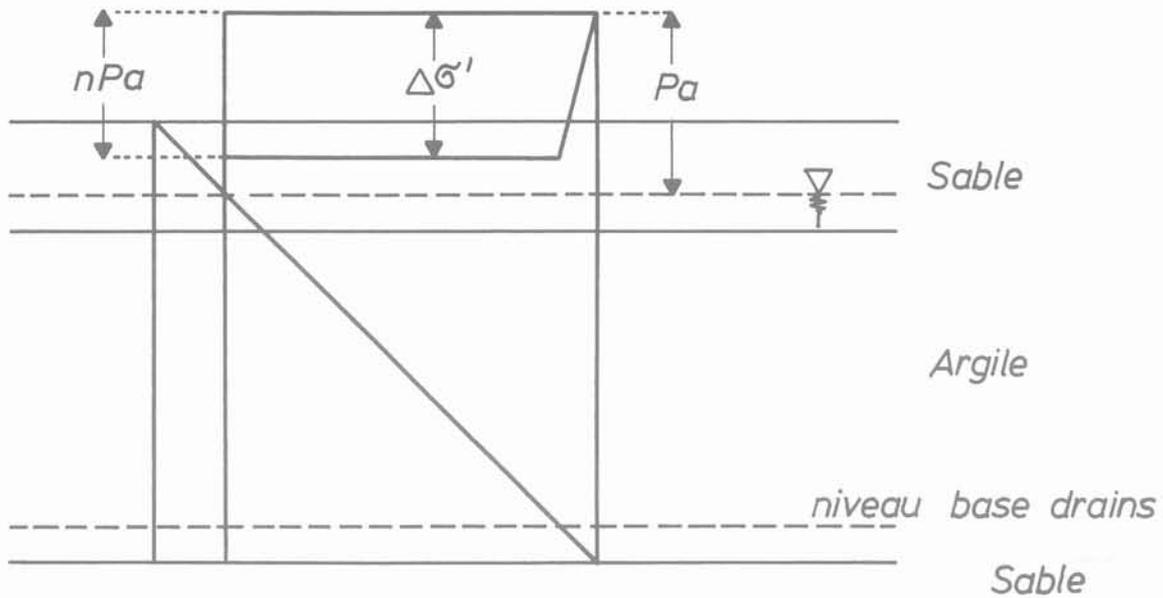


Fig. 9. — Schéma unidimensionnel du pompage avec drain.  
 Fig. 9. — One dimensional vacuum application with drains.

de la contrainte effective finale restant constant ensuite jusqu'à la base des drains.

4. DÉFORMATION

L'étude des déformations est intéressante principalement pour approcher la connaissance des effets de bords qui sont évidemment très différents de ceux d'un préchargement classique puisque l'eau circule dans l'autre sens, ce qui provoque une inversion des déformations relatives horizontales.

Nous n'étudierons que le cas à deux dimensions (bande sous vide) car elle est la seule qui possède une solution analytique en considérant une loi de comportement élastique. Le résultat, a priori intuitif, est que la contrainte effective dans un milieu non pesant élastique par une dépression créée en surface est de type isotrope  $\sigma_1 = \sigma_2$ .

On constate d'autre part que la valeur de cette contrainte est égale à la moyenne des deux contraintes principales calculées par BOUSSINESQ dans le cas d'une bande souple chargée uniformément avec la même valeur que la dépression créée (fig. 10).

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{P}{\pi} (\theta \pm \sin \theta) \quad \sigma \text{ isotrope} = \frac{P}{\pi} \theta$$

$$\frac{\sigma_1, \sigma_2}{2} = \frac{P}{\pi} \theta$$

les déformations engendrées par ces contraintes en fin de consolidation sont données par la relation :

$$W(x, H) = [1 - \nu (1 + 2 \nu)] \frac{n \cdot P_a}{\pi E} \cdot F(x, H)$$

avec ;

$$F(x, H) = H \operatorname{Arctg} \frac{b-x}{H} + H \operatorname{Arctg} \frac{b+x}{H}$$



Fig. 10. — Etat de contraintes à deux dimensions.  
 Fig. 10. — Two dimensional state of stress.

$$+ \frac{b-x}{2} \cdot L \left[ 1 + \frac{H^2}{(b-x)^2} \right]$$

$$+ \frac{b+x}{2} L \left[ \frac{1 + H^2}{(b+x)^2} \right]$$

avec les définitions données dans la figure 11.

Il faut noter que, comme pour un remblai le tassement tend vers l'infini si l'épaisseur tend vers l'infini.

Cette méthode de calcul permet de résoudre le problème du tassement à proximité de la membrane. En effet, sous la membrane le sol se consolide sous l'action d'une contrainte isotrope, les grains du sol à la périphérie ont donc tendance à se rapprocher du centre alors que c'est le contraire dans le cas d'une surcharge classique. La figure 12 montre l'allure du tassement dans les trois cas :

- surcharge par remblai ;
- consolidation atmosphérique sans drain ;
- consolidation atmosphérique avec drains.

Cette dernière méthode peut donc être appliquée à proximité de pieux sans risque de rupture.

De plus, dans le cas de sol très compressible, le préchargement par un remblai présente l'inconvénient

d'apporter une contrainte qui diminue en fonction du tassement ; la base du remblai en passant sous la nappe se trouve déjaugée et la contrainte apportée diminue.

Dans le cas de pompage sous vide avec drains horizontaux, le remblai situé sous la membrane reste évidemment sec.

## 5. ÉTUDE DE LA CONSOLIDATION RÉELLE

### 5.1. Dans les argiles

Pour approcher de plus près la réalité des phénomènes, il faut quitter le domaine élastique et effectuer une comparaison entre un préchargement classique et un préchargement par la consolidation atmosphérique.

Rappel 5.1. dans les coordonnées :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}$$

Lors d'un essai triaxial (CIU) le schéma des contraintes effectives suit une courbe AB et si ensuite on laisse la consolidation opérer, le point B suit le chemin AC,

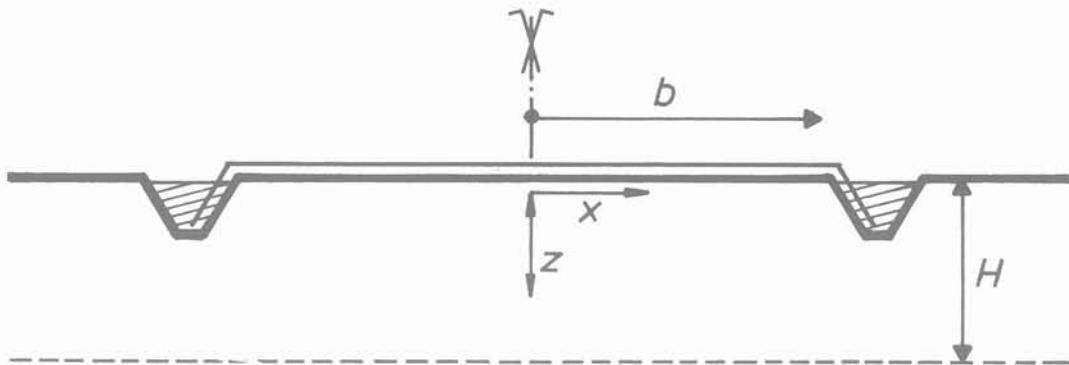


Fig. 11. — Notations à deux dimensions.  
Fig. 11. — Definition of two dimensional parameters.

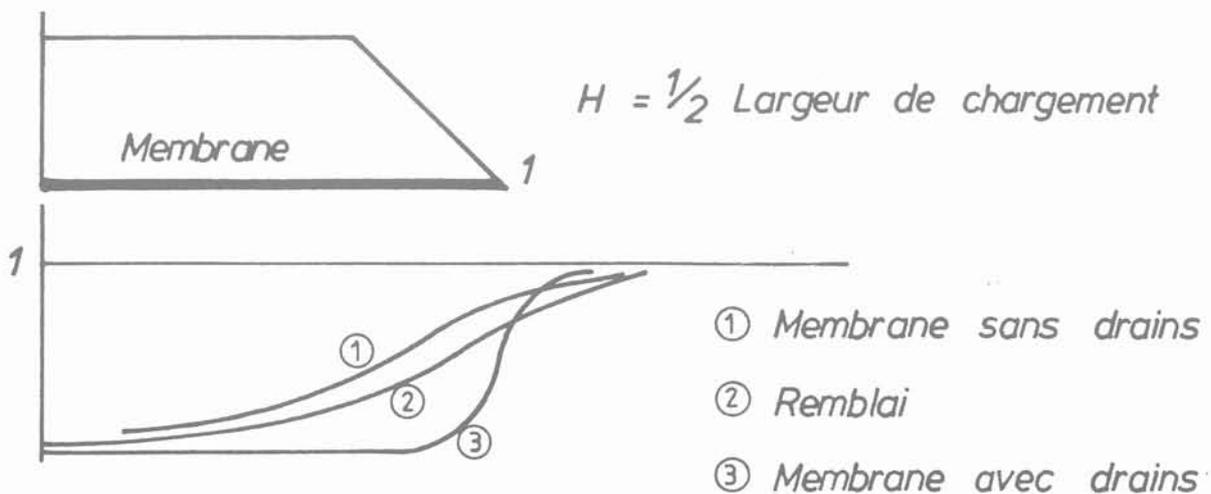


Fig. 12. — Forme de la base du remblai dans 3 cas de chargement.  
Fig. 12. — Basis shape of fill as function of three loading cases.

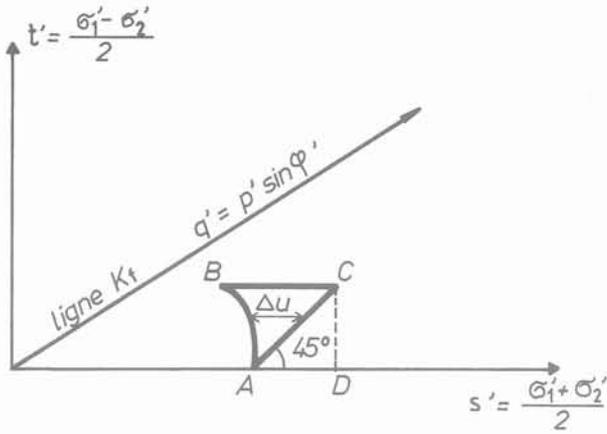


Fig. 13. — Principe du diagramme p, q.  
Fig. 32. — P, q diagram.

en appelant  $A = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1} = \frac{BC}{2CD}$

on peut écrire  $\Delta u = \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)$ .

En première approximation on peut considérer que le chemin des contraintes est du même type sous un remblai au moins près du centre.

5.2. Dans la méthode œdométrique on s'interdit les déplacements horizontaux, donc :

$$\frac{q'}{p'} = \text{cte}$$

et le chemin des contraintes suit la « ligne Ko » de pente :

$$\frac{1 - K_o}{1 + K_o}, K_o \text{ étant le rapport } \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

cette ligne  $K_o$  coupe le plan  $Op'$  ligne  $Kf$  en deux zones.

Au-dessus les déplacements horizontaux sont vers l'extérieur et  $\epsilon_h < 0$  sur la ligne  $\epsilon_h = 0$  par définition et en dessous  $\epsilon_h > 0$ .

Le chemin de contrainte réelle sera donc ABC alors que celui pris en compte par la méthode œdométrique sera AD, C et D ayant le même  $\sigma'_1$ .

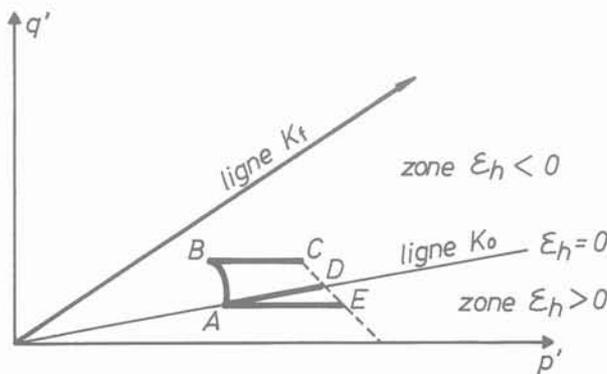


Fig. 14. — Schéma des deux systèmes de consolidation.  
Fig. 14. — Stress path of two processes of consolidation.

Dans le cas de la consolidation atmosphérique pour un essai triaxial aucun déplacement latéral n'étant empêché, on se retrouve évidemment avec  $\Delta \sigma'_v = \Delta \sigma'_h$ , c'est-à-dire sans déviateur et le chemin de contrainte est horizontal de type AE.

Les points CDE étant sur une droite à 45° correspondant à la même contrainte  $\sigma'_v$ .

Sur un chantier réel à proximité du remblai de surface il y a un effet de frottement entre la couche supérieure et l'argile, ce qui empêchera le déplacement horizontal et le chemin de contrainte sera AD. Globalement les chemins de contraintes se situeront dans l'angle AD, AE c'est-à-dire dans la zone correspondant à un  $\epsilon_h$  positif alors que dans le cas d'un remblai il y a toujours  $\epsilon_h$  négatif c'est-à-dire avec un déplacement latéral vers l'extérieur, la séparation entre les systèmes étant la droite AD correspondant à l'œdomètre c'est-à-dire  $\epsilon_h$  égal à zéro.

On peut donc mettre une membrane à côté de bâtiments sur pieux sans risque de rupture comme on peut le voir sur la photo page suivante.

### 5.3. Augmentation de résistance au cisaillement dans les sols fins

Comme on l'a vu dans le calcul des contraintes effectives, on se trouve proche d'un essai CIU donc on pourra compter sur une augmentation de  $C_u$  déduit de ces essais alors que dans un préchargement classique on devrait prendre des résultats en réalisant des essais CAU ou la contrainte moyenne et donc la variation d'indices des vides finale est plus faible.

### 5.4. Augmentation de la résistance au cisaillement dans les sols granulaires

Comme on l'a vu précédemment, ce procédé ne peut évidemment pas provoquer de rupture, bien au contraire, puisque le coefficient de sécurité augmente au fur et à mesure de la consolidation.

Si l'on veut réaliser un préchargement au-dessus d'un remblai pour provoquer une accélération du tassement, il sera préférable de mettre le remblai le plus haut possible compte tenu d'une rupture potentielle des argiles sous jacentes et de disposer la membrane au-dessus.

En effet, aussitôt le vide réalisé, le coefficient de sécurité va augmenter par accroissement de la résistance au cisaillement dans le remblai.

Les contraintes effectives  $\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  vont augmenter de la même valeur  $nP_a$  et déplacer les cercles de Mohr vers la droite. On peut aussi considérer que tout se passe comme si la courbe intrinsèque du remblai était décalée vers la gauche de  $nP_a$  c'est-à-dire que le remblai se comporte comme s'il avait une cohésion.

$$C_m = nP_a \cdot \text{tg} \phi$$

dont la valeur est proche de 50 KPa. C'est ce qui se passe dans un paquet de café sous vide.

Cette cohésion apparente est toujours présente quelles que soient les déformations.

Cette valeur peut modifier énormément le coefficient de sécurité. Dans un cas réel cité dans les exemples de



Fig. 15. — Membrane sous vide à proximité d'un bâtiment sur pieux.  
 Fig. 15. — Vacuum application in vicinity of a building on piles.



Fig. 16. — Un remblai sous vide.  
 Fig. 16. — Application of vacuum on coarse grained fill.

réalisation, le moment résistant dans les tourbes pour la hauteur de remblai maximale de 2,40 m était de 2 760 KN.m/ml et la cohésion provenant du vide entre A et A' ajoutait un moment résistant de 1 540 KN.m/ml soit plus de 50 %.

## 6. UTILISATIONS POSSIBLES DU PROCÉDÉ

Indépendamment de la mise en place de la membrane posée sur le sol, il est possible de combiner

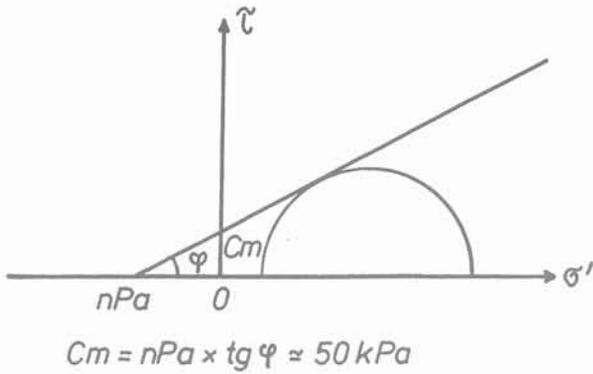


Fig. 17. — Cohésion fictive dans les remblais due au vide.  
Fig. 17. — Apparent cohesion due to vacuum application.

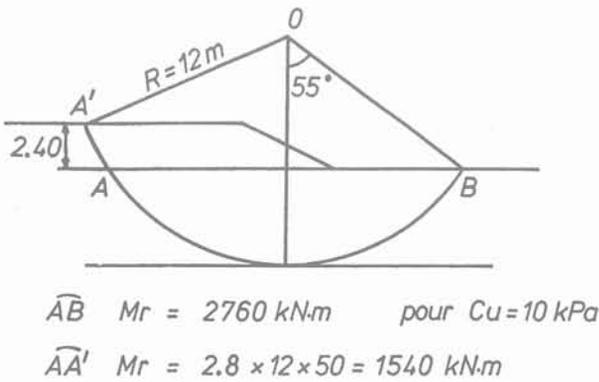


Fig. 18. — Amélioration du moment résistance due au vide dans le remblai.  
Fig. 18. — Increment of resisting moment due to vacuum application in fill.

cette technique avec le préchargement de deux façons.

### 6.1. Combinaison avec de l'eau

Il suffit de réaliser des merlons périphériques et de remplir avec de l'eau en profitant de l'étanchéité de la membrane (fig. 19).

### 6.2. Combinaison avec un préchargement par remblais, c'est la méthode qui va être utilisée à Ambes :

- mise en place d'un remblai à la cote maximale permise par le sol ;
- pose de la membrane et pompage, ce qui va apporter une cohésion fictive par augmentation isotope des contraintes effectives dans le remblai ;

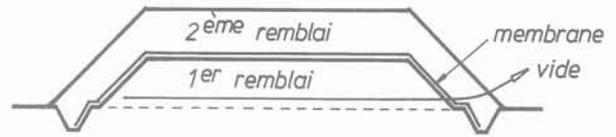


Fig. 20. — Remblai + membrane 1<sup>re</sup> phase.  
Fig. 20. — Fill covered by a 1<sup>st</sup> phase membrane.

### Résumé des durées de pompage appliquées sur différents chantiers.

N° chantier	Durée de pompage	Maille drains rectangulaires	Cc	
			i + eo moyen (1)	% (2) Tassement
1	4 mois	1,5	0,21	12,5
2	4,5 mois	1,8	0,17	8,5
3	3 mois	1,5	0,22	9,5
4	2,5 mois	1,3	0,27	13,5
5	3,5 mois	1,5	0,18	7,5
6	3,5 mois	1,5	0,2	10,5
7	3 mois	1,4	0,56	18
8 (3)	2,5 mois	1,3	0,1	4

N.B.

1. Il s'agit d'une moyenne des essais réalisés lors de l'étude préalable, cette moyenne étant pondérée par l'épaisseur des couches auxquelles s'applique l'essai avec toutes les imprécisions d'une telle moyenne.
2. Il s'agit d'un tassement moyen mesuré par les boules de tassement, rapporté à la profondeur moyenne des drains dans la couche compressible.
3. Sol probablement en partie surconsolidé.

— mise en place d'une deuxième couche de remblai pour finir après tassement à la cote projet.

Tous les drains sont des drains circulaires en PVC annelés perforés avec filtres type Bidim.



Fig. 19. — Vide + eau.  
Fig. 19. — Vacuum + water.

# INFORMATIONS

## Journée « Problèmes scientifiques de l'ingénieur »

Ecole Polytechnique - 16 janvier 1992

Dédiée à Dragos Radenkovic

### Comité scientifique

Président : J. SALENCON, membre de l'Académie des Sciences, Professeur à l'Ecole Polytechnique  
H.-D BUI, membre correspondant de l'Académie des Sciences, Electricité de France.  
J. FRELAT, chargé de Recherches au CNRS.  
P. HABIB, Professeur à l'Ecole de Génie rural des Eaux et des Forêts.  
M.-P. LUONG, Professeur de Recherches au CNRS.  
D.-V. KY, Directeur de Recherches au CNRS.  
Q.-S. NGUYEN, Directeur de Recherches au CNRS.  
J. ZARKA, Directeur de Recherches au CNRS.

### Thème

Cette journée aura pour thème les problèmes rencontrés par les ingénieurs dans les domaines de la modélisation des comportements non-linéaires des matériaux et des structures ; une attention plus particulière sera portée à la fatigue et à la rupture, qui ont été les derniers sujets importants traités par le Professeur D. RADENKOVIC. Elle se déroulera à l'Ecole Polytechnique à Palaiseau le 16 janvier 1992. Elle donnera l'occasion à plusieurs amis, collègues et anciens élèves de D. RANDENKOVIC de présenter, à environ 150 participants, les derniers résultats obtenus sur le thème sous la forme d'environ une quinzaine de conférences de 30 minutes et d'une vingtaine de panneaux. Un recueil des contributions sera édité et sera distribué à tous les participants.

### Conférenciers invités

BERGER, BOEHLER, DAN VAN KY, DELBECQ, FRANÇOIS, GERALD, GIUSTI, HABIB, KRACINOVIC, LABBENS, NGUYEN QUOC SON, NOWACKI, PUTOT, SALENCON, STUTZ.



## Vient de paraître aux éditions Technip

### « Mécanique des milieux poreux »

Olivier COUSSY  
464 p., relié, 17 × 24 cm

Cet ouvrage expose les principaux concepts et résultats, dont certains nouveaux, ayant trait aux milieux poreux déformables, soumis à l'écoulement d'un ou plusieurs fluides. Son originalité réside dans leur présentation dans un cadre théorique unique, à l'aide d'une démarche entreprise directement à l'échelle macroscopique de la modélisation continue de ces milieux. Tout est défini, formulé et justifié à partir des définitions élémentaires de la Mécanique des Milieux Continus. Le livre se suffit à lui-même.

Il s'adresse aux ingénieurs de recherche en Mécanique des Sols, en Mécanique des Roches, en Hydrologie, en Géophysique et en tout domaine faisant intervenir de tels milieux. Mais il est tout autant destiné aux étudiants de troisième cycle et d'écoles d'ingénieurs, aux enseignants et aux chercheurs travaillant dans le domaine de la Mécanique des Milieux Continus. Ils y trouveront une synthèse des résultats fondamentaux de cette discipline, ici généralisés aux milieux plus complexes que sont les milieux poreux déformables diphasiques.

## TABLE DES MATIÈRES

Chapitre I	Description de la déformation et de la cinématique d'un milieu poreux saturé. Conservation de la masse	Chapitre VII	Surfaces de discontinuité.
Chapitre II	Conservation de la quantité de mouvement. Tenseur des contraintes.	Chapitre VIII	Problèmes d'évolutions quasistatiques linéarisés en thermoporoélasticité. Méthodes de résolution directe.
Chapitre III	Thermodynamique des milieux continus ouverts.	Chapitre IX	Problèmes d'évolutions quasistatiques. Résultats d'unicité. Principe des méthodes de résolution numérique.
Chapitre IV	Le comportement thermoporoélastique linéaire.	Annexe du chapitre IX.	Existence de la solution d'un problème d'évolution.
Chapitre V	Le comportement poro-élastoplastique	Chapitre X	Milieux poreux non saturés.
Chapitre VI	Les comportements différés.		

# Vitesse du son dans les sédiments marins durant les premiers stades du tassement

Sound velocity in marine sediments  
during the early stages of settling

P. GUILLAUME, P. MORLIER, C. VIGUIER

Laboratoire d'Etudes et de Recherches en Géotechniques et Géophysique Appliquée\*

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 49-57 (octobre 1991)

## Résumé

La vitesse du son est mesurée dans des sédiments marins lors d'une étude expérimentale du tassement. Durant la phase de sédimentation, la vitesse du son diminue légèrement, puis lors de la phase de compaction elle s'accroît avec la charge et la réduction de porosité (modèles de WOOD (1941) et de NOBES (1989)). Le suivi du phénomène met en évidence le réarrangement graduel de la structure des particules et l'apparition de la rigidité pour une porosité seuil (environ 0,70). La différence de comportement acoustique entre les matériaux argileux et carbonatés résulte essentiellement de la granulométrie qui contrôle la réorganisation des grains.

## Abstract

An experimental study which measure the sound velocity during the settling of marine sediments is presented. In the first step the sound velocity slightly decrease during decantation stage, in the second step it increases with loading and porosity reduction during compaction stage (WOOD (1941) and NOBES (1989) models). The follow of the process shows the progressive rearrangement of particules structure and the acquisition of rigidity appears at a threshold porosity (about 0.70). Acoustical behaviour of argileous and calcareous sediments mainly differs owing to grain-size distribution which control the particles reorganization.

\* 351, cours de la Libération, 33405 Talence.

## 1. INTRODUCTION

Des sédiments marins carottés lors des missions océanographiques Caracolante 1 et 2 réalisées par l'Institut Géologique du Bassin d'Aquitaine en 1981 et 1985 dans le domaine Caraïbe (Bassin Vénézuélien, Prisme de la Barbade et littoral de la Martinique), ont donné lieu à une analyse sédimentologique et géotechnique, dans le but de préciser les interactions entre le milieu de dépôt et les caractéristiques géomécaniques. Les résultats obtenus ont montré d'une part l'importance de la composition granulométrique et minéralogique dans le comportement géotechnique de matériaux (notamment de la présence d'une teneur en carbonate supérieure à 40 %) et d'autre part l'influence des processus de dépôt marquée à travers l'arrangement des particules (GUILLAUME, 1990). Ceci nous a conduit à examiner les mécanismes régissant le mode de « fabrication » des sols argileux et/ou carbonatés, à la fois sur des sédiments naturels et sur des sédiments reconstitués. Nous avons donc réalisé une étude expérimentale de la sédimentation et des premiers stades de la compaction simulant l'enfouissement progressif des sédiments. L'utilisation d'une méthode d'investigation indirecte telle que la mesure de la vitesse du son, permet alors de visualiser les processus mis en jeu lors du passage fluide — suspension — solide, sans perturber la structure du matériau. On peut ainsi suivre l'évolution des relations entre la phase liquide et les particules solides durant la sédimentation et le début de la compaction.

## 2. RAPPELS THÉORIQUES

Un matériau sédimentaire sous-marin constitue un milieu où les particules sont plus ou moins en contact dans un fluide. Au point de vue de son comportement acoustique, il est considéré, selon sa porosité ( $n$ ), soit comme une suspension de particules ( $n > 0,5$ ), soit comme un solide poreux ( $n < 0,3$ ) où les grains ne sont plus indépendants les uns des autres. Les sédiments que nous avons analysés possédant une porosité élevée, les théories concernant les suspensions et les agrégats granulaires sont mieux adaptées que celles des milieux poreux.

Dans les suspensions et émulsions, la vitesse du son évolue selon une loi simple de mélange à deux composantes (WOOD, 1941) :

$$V_L = \left[ \frac{1}{[\rho_w \cdot n + \rho_s (1 - n)] [k_w \cdot n + k_s (1 - n)]} \right]^{1/2}$$

la masse volumique de la solution :  $\rho = \rho_w \cdot n + \rho_s (1 - n)$ , avec  $\rho_w$  la masse volumique du liquide,  $\rho_s$  la masse volumique des grains et  $n$  la porosité du milieu ( $n = V_{\text{eau}}/V_{\text{total}}$ ) et la compressibilité du système :  $k = k_w \cdot n + k_s (1 - n)$ , avec  $k_w$  la compressibilité du liquide et  $k_s$  la compressibilité du solide.

Or d'une manière générale, les mesures expérimentales de célérité des ondes sur des sédiments naturels donnent des valeurs supérieures à celles de WOOD (GREFFARD, 1969 ; HAMILTON et al., 1982 ; BACHMAN, 1985 ; ORSI et DUNN, 1990...). LAUGHTON (1957) à partir de l'étude de la compaction de divers sédiments naturels introduit pour sa part le concept d'incompressibilité de structure  $k = k_w \cdot n + k_s (1 - n) + k_c$ , et SHUMWAY (1960) suppose un coefficient de rigidité  $\mu$ .

$$V_L = \left[ \frac{1}{[\rho_w \cdot n + \rho_s (1 - n)] \left( \frac{1}{k_w \cdot n + k_s (1 - n)} + \frac{4}{3} \mu \right)} \right]^{1/2}$$

Des théories sur les milieux poreux saturés, nous retiendrons le modèle de WYLLIE et al. (1956) qui prend en compte le comportement propre à chaque phase, liquide ou solide, à travers la relation suivante :

$$\frac{1}{V_L} = \frac{n}{V_w} + \frac{1 - n}{V_s}$$

$n$  : porosité ;  
 $V_L$  : vitesse dans la solution ;  
 $V_w$  : vitesse dans le fluide ;  
 $V_s$  : vitesse dans les grains.

NOBES (1989) propose ensuite une combinaison des modèles de WOOD et de WYLLIE qui considère le fluide comme une suspension et les particules comme des matériaux poreux :

$$\frac{1}{V_L} = \frac{n}{V_{\text{Wood}}} + \frac{1 - n}{V_{\text{Wyllie}}}$$

## 3. MÉTHODOLOGIE

### 3.1. Le matériel

Un œdomètre est équipé d'un système de mesure de la vitesse des ondes acoustiques, permettant une double utilisation en colonne de décantation et cellule œdométrique. Dans cette cellule de mesure de 50 mm de diamètre et 20 mm de hauteur, deux capteurs ultrasoniques sont diamétralement opposés dans un plan horizontal (fig. 1). Les transducteurs utilisés sont des céramiques piézoélectriques cylindriques de fréquence 300 kHz vibrant dans le sens de l'épaisseur. La distance entre les deux transducteurs étant constante, on peut déterminer à chaque instant la célérité des ondes longitudinales à travers le matériau. La cellule est surmontée d'un tube en plexiglass de 50 cm de haut pour l'essai de sédimentation ou de 2,5 cm pour l'essai de compaction.

Lors de la phase de sédimentation, l'appareil est rempli d'eau de salinité de 35 ‰ pour l'étalonnage des mesures de vitesse du son. Puis les particules sont mises en dispersion, la hauteur du floculat ainsi que la célérité des ondes longitudinales à la base de l'éprouvette sont mesurées en fonction du temps (fig. 2). L'essai

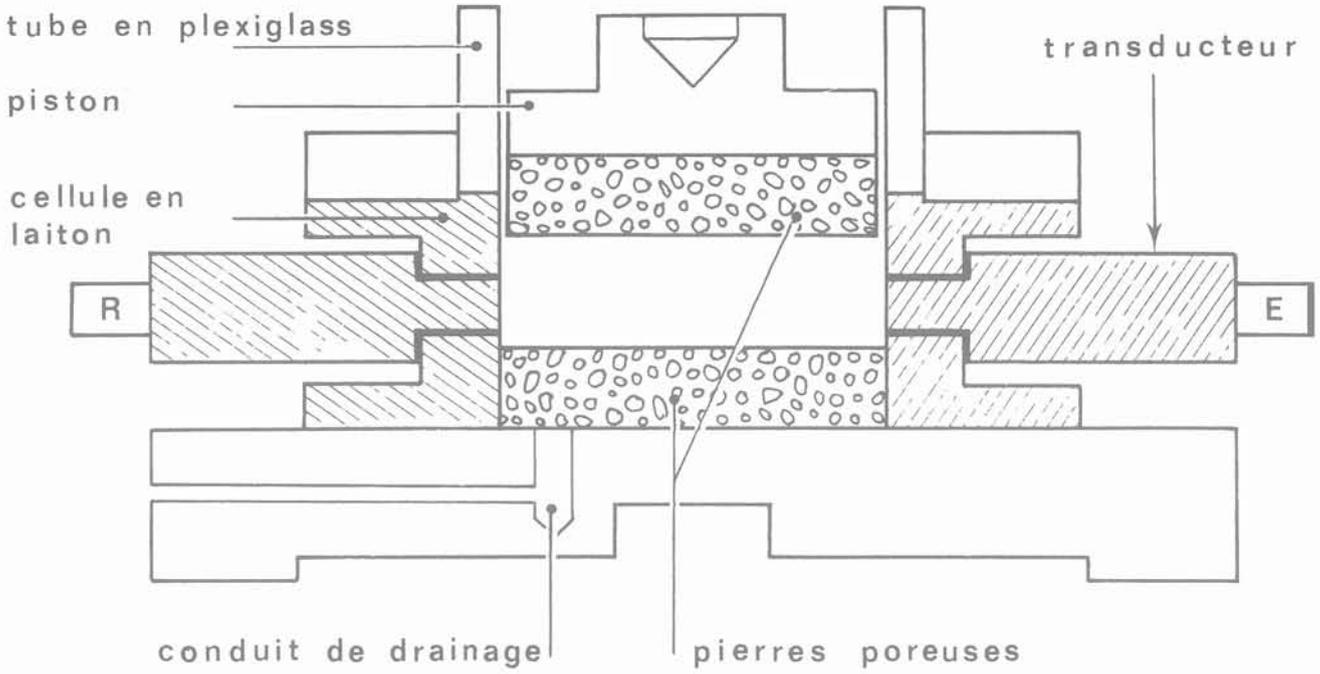


Fig. 1. — Schéma de l'œdomètre.

Fig. 1. — Schematic view of the oedometer.

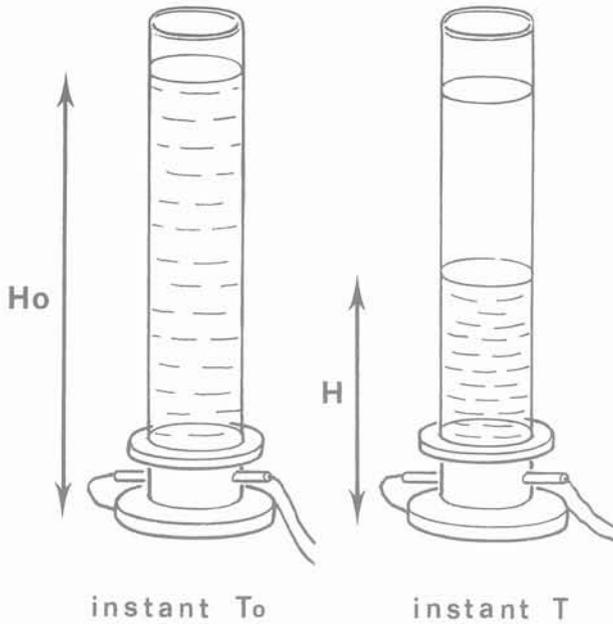


Fig. 2. — Schéma de mesure du tassement.  
Fig. 2. — Diagram of the settling measurement.

finit quand la hauteur du dépôt atteint la stabilité après une durée de l'essai qui dépend de la granulométrie du matériau : une journée pour les sables, une semaine pour les échantillons argileux. L'évaluation du tassement se fait par mesure de la hauteur relative de la solution (MIGNIOT, 1968) :

$$T (\%) = \frac{H}{H_0} \times 100$$

T : tassement (%) ;  
H : hauteur de la solution ;  
H<sub>0</sub> : hauteur initiale de la solution.

L'essai œdométrique se déroule en suivant deux cycles charge-décharge ( $\Delta\sigma/\sigma = 1$ , durée de charge 24 h, contrainte maximale 2 MPa). La durée de l'essai complet est d'environ 15 jours.

### 3.2. Les sédiments

Les matériaux étudiés sont des échantillons naturels de granulométrie et de teneur en carbonate variées provenant du domaine Caraïbe ainsi que des mélanges réalisés à partir de sédiments argileux et de particules carbonatées. Ils se répartissent en trois classes (leurs caractéristiques sont représentées sur le tableau 1) :

- sables carbonatés ( $\text{CaCO}_3 \approx 70\%$ ) : SC1-SC2 ;
- silts sableux carbonatés ( $\text{CaCO}_3 \approx 60\%$ ) : SS1-SS2-SS3 ;
- argiles silteuses ( $\text{CaCO}_3 : 25-35\%$ ) : AS1-AS2-AS3-AS4).

## 4. DESCRIPTION DU PHÉNOMÈNE DU TASSEMENT

Durant la phase de sédimentation, la hauteur relative  $H/H_0$  en fonction du logarithme du temps (fig. 3) se traduit par une courbe sigmoïde classique plus ou moins accentuée selon la granulométrie du matériau et sa concentration initiale (MIGNIOT, 1968). Le tassement par décantation est complété par l'essai œdométrique. Les deux comportements à la compaction représentés sont typiques de la granulométrie et de la nature des deux catégories de matériaux fins testés (fig. 4). Les échantillons argileux (AS4) possèdent un comportement de type « normal » et celui des silts carbonatés (SS3) est de type « fragile » caractérisé par la rupture des particules (GUILLAUME, 1990).

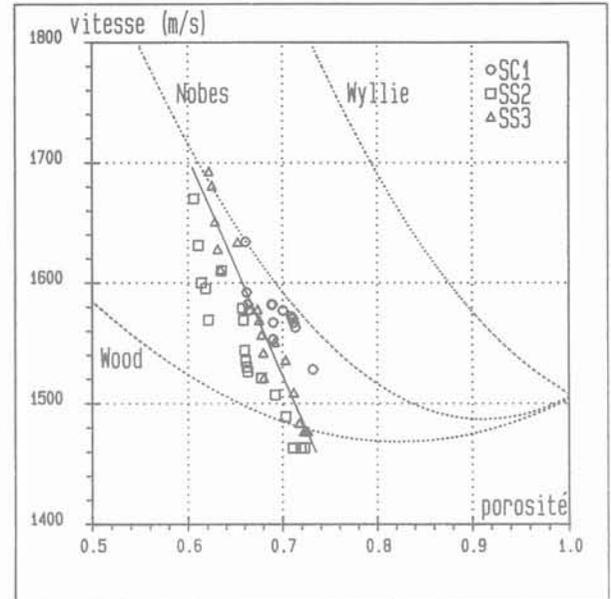
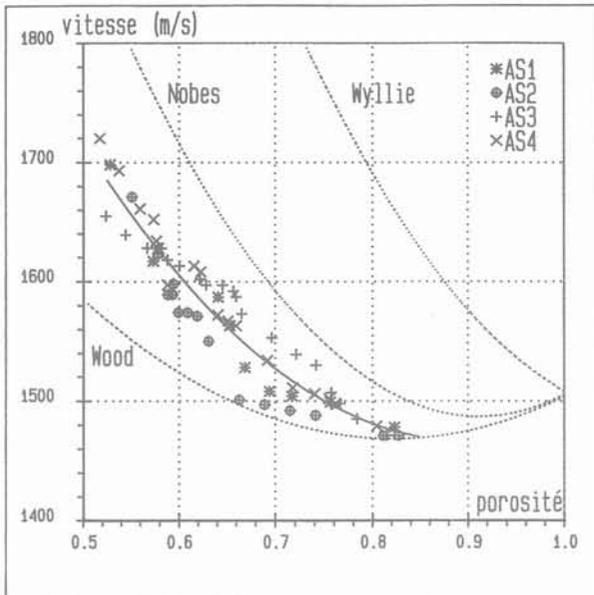


Fig. 7. — Diagramme vitesse du son-porosité : a. Sédiments argileux. b. Sédiments carbonatés.  
Fig. 7. — Graph sound velocity versus porosity : a. Argillaceous sediments. b. Calcareous sediments.

## 7. CONCLUSION

La mesure de la vitesse du son durant les premiers stades du tassement expérimental de sédiments marins permet de suivre sous charge les relations entre la phase solide et le liquide. Le changement d'état des matériaux apparaît dès les faibles contraintes (inférieures à 100 kPa) et traduit l'acquisition de la cohésion et de la rigidité résultant du réarrangement des particules.

Cette étude confirme pour les sédiments argileux la relation vitesse du son-porosité : diminution de la vitesse du son lors de la sédimentation puis augmentation lors de la compaction (modèles de WOOD et de NOBES). Par contre, pour les silts sableux carbonatés l'accroissement de vitesse est plus rapide en raison d'une granulométrie plus grossière.

## BIBLIOGRAPHIE

- BACHMAN R.T. (1985), *Acoustic and physical property relationship in marine sediment*. J. Acoust. Soc. Am., vol. 78, n° 22, 1985, p. 616-621.
- BENNET R.H., BRYANT W.R., KELLER G.H. (1981), *Clay fabric of selected submarine sediments : fundamental properties and models*. J. Sed. Pet., vol. 51, n° 1, p. 217-232.
- GREFFARD J. (1969), *Contribution à l'étude des relations entre la propagation du son et la nature physico-chimique des sédiments marins*. Cahier Océan., Paris XXI<sup>e</sup> année, n° 2, p. 145-171.
- GUILLAUME P. (1990), *Etude des caractéristiques géotechniques de sols sous-marins du Domaine Caraïbe : rapports à la sédimentogenèse et aux facteurs géochimiques*. Thèse de l'Université de Bordeaux I, 1990, 258 p.
- HAMILTON E.L. (1985), *Sound velocity as a function of depth in marine sediments*. J. Acoust. Soc. Am., vol. 78, n° 4, 1985, p. 1348-1335.
- HAMILTON E.L. et al. (1982), *Acoustic and related properties of calcareous deep-sea sediments*. J. Sed. Pet., vol. 52, n° 3, 1982, p. 733-753.
- KIM D.C., MANGHNANI M.H., SCHLANGER S. (1985), *The role of diagenesis in the development of physical properties of deep-sea carbonate sediments*. Mar. Geol., vol. 69, 1985, p. 69-91.
- LAUGHTON A.S. (1957), *Sound propagation in compacted ocean sediments*. Geophysics, vol. 22, n°2, 1957, p. 233-260.
- MARTIN R.T. (1965), *Quantitative measurements of wet clay fabric*. North Am. Clay Miner. Conf., 14th, Berkeley, 1965, 31 p.
- MEADE R.H. (1986), *Factors influencing the early stages of the compaction of clays and sands-review*. J. Sed. Pet., vol. 36, n° 4, 1966, p. 1085-1101.
- MIGNIOT C. (1968), *Etude des propriétés physiques de différents sédiments très fins et leur comportement sous des actions hydrodynamiques*. La Houille Blanche, n° spécial 7, 1968, p. 591-620.
- MILHOLLAND P.D. et al. (1980), *Geoacoustic modeling of deep-sea carbonate sediments*. J. Acoust. Soc. Am., vol. 68, 1980, p. 1351-1360.
- MIZIKOS J.P. (1972), *Propriétés mécaniques et physiques des sédiments marins meubles*. Thèse doct. ès Sciences, Nice, 1972, 203 p.
- NOBES D.C. (1989), *A test of a simple model of the acoustic velocity in marine sediment*. J. Acoust. Soc. Am., vol. 86, n° 1, 1989, p. 291-294.
- O'BRIEN N.R. (1963), *A study of fissility in argillaceous rocks*. Ph. D. Thesis, Univ. Illinois, Urbana, 1963, 80 p.

- ORSI T.H., DUNN D.A. (1990), *Sound velocity et related properties of fine-grained abyssal sediments from the Brazil Basin (South Atlantic Ocean)*. J. Acoust. Soc. Am., vol. 88, n° 3, 1990, p. 1536-1542.
- RIEKE H.H., CHILINGARIAN G.V. (1974), *Compaction of argilous sediments*. Developments in Sedimentology n° 16. Elsevier, 1974, 424 p.
- SHUMWAY G. (1960), *Sound speed and absorption studies of marine sediment by resonance method*. Part. I : Geophysics, vol. 25, n° 2, 1960, p. 451-467. Part II : Geophysics, vol. 25, n° 3, 1960, p. 659-692.
- WOOD A.B. (1941), *A text book of sound*. G. Belle and sons, London, 1941.
- WYLLIE M.R., GARDNER G.H., GREGORY A.R. (1962), *Studies of elastic wave attenuation in porous media*. Geophysics, vol. 27, 1962, p. 569-589.

# ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES FORMATION CONTINUE

## Sessions de formation Géotechnique, matériaux, structures Routes, ouvrages d'art

La maîtrise de la qualité en chaussées	5 au 7 novembre	Orléans
Les éléments finis : application au calcul des structures	5 au 8 novembre	Paris
La qualité dans les ouvrages d'art : du concept à l'action	12 au 14 novembre	Paris
Conception des passerelles piétonnes et des passerelles cyclables	13 au 15 novembre	Paris
Techniques de chaussées : évolutions récentes	19 et 20 novembre	Paris
Capteurs et systèmes de mesure en géotechnique	19 et 21 novembre	Paris
Agressions et traitement de l'acier dans les ouvrages d'art, les structures de bâtiments industriels et les infrastructures portuaires	26 au 28 novembre	Paris
Dimensionnement, vérification et gestion contractuelle des ouvrages provisoires	3 et 4 décembre	Paris
Techniques spéciales de construction en géotechnique	3 au 5 décembre	Paris
Les remblais en matériaux évolutifs	10 au 12 décembre	Paris
Couches de roulement, choix et évolution des techniques	10 au 12 décembre	Paris
Développements récents et stratégie pour l'équipement des tunnels	10 au 12 décembre	Paris
Micro-tunnels et micro-tunneliers	17 et 18 décembre	Paris

*Pour toute information, s'adresser à l'E.N.P.C./D.F.C.A.I.,  
28, rue des Saints-Pères, 75007 PARIS.  
Tél.: 16 (1) 42.60.34.13 (Christine Rose).*

# Étude expérimentale et analyse théorique de l'anisotropie induite du sable d'Hostun

Induced anisotropy in Hostun sand :  
experiments and theoretical analysis

J. LANIER

Institut de Mécanique de Grenoble\*

C. DI PRISCO, R. NOVA

Politecnico di Milano\*\*

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 59-74 (octobre 1991)

## Résumé

L'anisotropie initiale et induite est une caractéristique importante de la structure des matériaux granulaires. Dans le cas du sable d'Hostun que nous étudions ici, l'anisotropie initiale paraît faible alors que les effets de l'anisotropie induite sont très importants. Nous les mettons en évidence dans cet article pour différents types de sollicitations : essais isotropes, essais radiaux à pression moyenne constante, essais axisymétriques linéaires ou à volume constant. On montre en particulier que l'anisotropie induite peut être une cause de liquéfaction même pour des sables denses.

Nous notons également que la plupart des effets observés peuvent être interprétés dans le cadre de l'élastoplasticité avec écrouissage cinématique.

## Abstract

Inherent and induced anisotropy is a matter of fact in granular materials. In this paper we study experimental behavior of Hostun sand. We point out the very important effects of induced anisotropy created by a first initial loading. This anisotropy is identified on different paths like isotropic or deviatoric test, axisymmetric linear or isochoric tests. For this last case, we show that liquefaction can occur even with dense samples.

We notice that many of these effects can be explain by elastoplastic modelling.

\* Domaine universitaire, B.P. n° 53 X, 38041 Grenoble Cedex.

\*\* Viale Sabotino 19/2, 20135 Milan, Italie.

## 1. INTRODUCTION

L'anisotropie induite a souvent été évoquée pour expliquer le comportement fortement irréversible des géomatériaux. D'un point de vue microstructural, la création d'une structure anisotrope due au chemin de déformation a été mise en évidence grâce à l'étude de la « fabrication » des échantillons de sable (ODA, 1972). D'un point de vue macroscopique, c'est seulement depuis la fin des années 70 (ARTHUR et al., 1977, 1980, 1987 ; YAMADA, ISHIHARA, 1979 ; LANIER, 1983) qu'on a pu développer des études expérimentales grâce à des moyens d'essais complexes (cellule de cisaillement DSC, presse 3D, cylindre creux).

Les effets de l'anisotropie se sont alors révélés d'une très grande importance, surtout pour ce qui concerne la modification de la rigidité du matériau selon les différentes directions de chargement. La prise en compte de ces effets dans la modélisation devenait de ce fait nécessaire pour avoir une approche réaliste du comportement des géomatériaux.

Nous avons développé un programme expérimental visant à mettre en évidence, d'un point de vue macroscopique, les effets dus aux changements de structure du matériau créés par différents chemins de chargements initiaux. Cette étude expérimentale a été développée sur la presse 3D de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Avec cet appareillage il est possible d'étudier le comportement du matériau dans le plan bissecteur ( $\sigma_2 = \sigma_3$ ) et dans le plan déviatoire, les axes principaux de l'essai restant confondus avec les axes de la machine. Il n'y a pas la possibilité de tester les effets de rotation continue comme on peut le faire avec le DSC ou le cylindre creux (SYMES et al., 1984). Une description de la presse utilisée et certains résultats concernant l'anisotropie des sables denses ont déjà été présentés (CAMBOU, LANIER, 1988). Cet article a pour but de compléter et de développer les résultats dans ce domaine. Notre programme expérimental comprend trois parties :

1. Etude de l'anisotropie induite créée par une première charge de compression sur un sable très lâche. La mise en évidence de l'anisotropie est obtenue par comparaison de chemins radiaux dans un plan déviatoire ( $b = 0, 1, 0,5$ ).
2. Effet de l'anisotropie induite sur des chemins axisymétriques (sable dense) pour deux types de chemin :  
— chemin à volume constant ;  
— chemin linéaire dans le plan ( $p, q$ ).
3. Chemins axisymétriques  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  : recherche expérimentale d'un domaine de réversibilité créé par une première charge (sable dense).

Dans la suite on utilisera les notations suivantes :

$$S1 = \text{tr}(\sigma) = 3.p$$

SD2 =  $\sqrt{\text{tr}(s^2)}$ , où  $s$  est le déviateur de contrainte. Dans les conditions axisymétriques,

$$SD2 = \sqrt{2/3} |\sigma_1 - \sigma_3| = |Q|.$$

$$\epsilon_v = \text{Ln}(V/V_0) \text{ et } \epsilon_i = -\text{Ln}(X_i/X_{i0})$$

ID2 =  $\sqrt{\text{tr}(e^2)}$ , où  $e$  est le déviateur de déformation ; dans les conditions axisymétriques,

$$ID2 = \sqrt{2/3} |\epsilon_1 - \epsilon_3| = |\Gamma|.$$

Les contraintes et déformations de compression sont comptées positives.

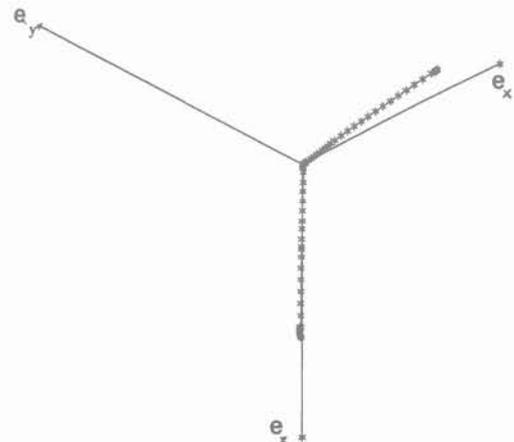
X, Y, Z sont les axes de la presse, Z étant la direction verticale.

## 2. INFLUENCE DE LA MÉTHODE DE PRÉPARATION DES ÉCHANTILLONS SUR LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Le sable utilisé est le sable fin d'Hostun (RF) dont on trouvera une description complète dans FLAVIGNY et al. (1990).

Les échantillons sont préparés denses ou lâches : pour obtenir une forte densité nous utilisons la méthode de damage par couches, à sec. Les échantillons lâches sont préparés légèrement humides (3 % de teneur en eau) ; cette faible humidité confère au sable une structure très dispersée qui se maintient même après la compression isotrope. Nous avons obtenu pour les échantillons denses des densités de l'ordre de  $16 \text{ kN/m}^3$ , et pour les échantillons lâches  $13 \text{ kN/m}^3$ .

Ce mode de préparation fournit des échantillons qui peuvent présenter une faible anisotropie : la figure 1 représente les chemins de déformation déviatoire suivis pour 2 essais de compression classique (sable lâche), l'un sur l'axe vertical Z, l'autre sur l'axe horizontal X. On note pour ce dernier que  $\epsilon_y \neq \epsilon_z$ , ce qui peut être interprété comme une anisotropie initiale du matériau. De même, la figura 2a présente les résultats d'un essai isotrope (sable dense) pour lequel les trois déformations  $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$  ne sont pas égales.



PLAN DEVIATOIRE DE DÉFORMATION

Fig. 1. — Chemins de déformation déviatoires pour deux essais de compression sur les directions Z et X (échantillons vierges).  
Fig. 1. — Deviatoric strain paths for two compression tests on X and Z directions (virgin samples).

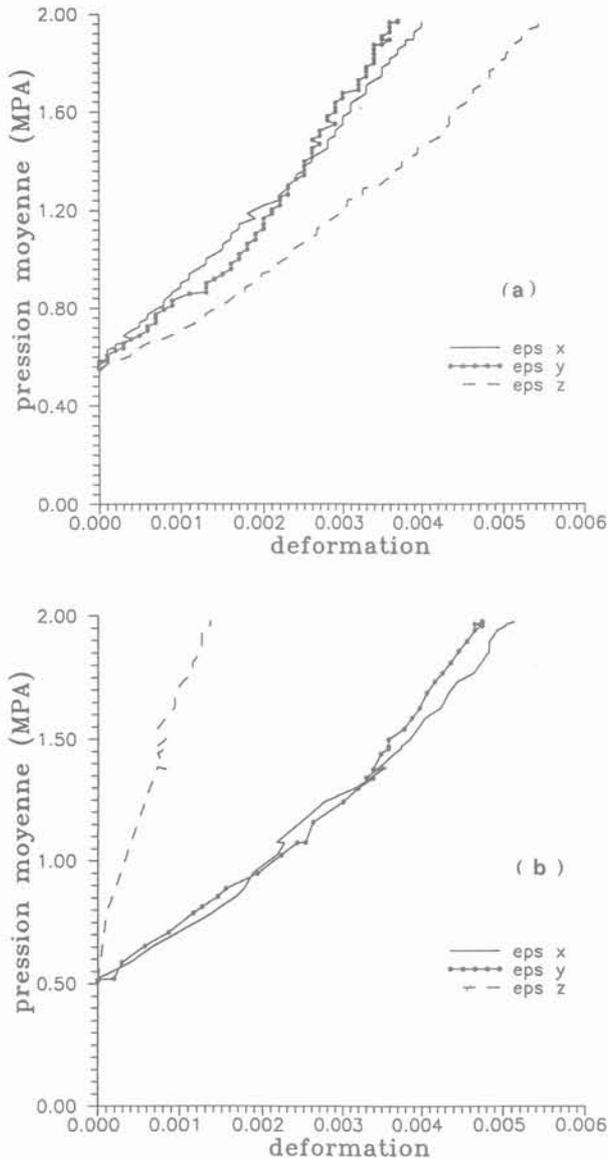


Fig. 2. — Déformations  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$  pour un essai isotrope (sable dense) : (a) échantillon vierge, (b) après une compression sur la direction Z.

Fig. 2. — Isotropic tests on dense sand : evolution of  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_y$ ,  $\epsilon_z$  versus  $p$  : (a) virgin sample, (b) after a compression test on the Z-direction.

Ces effets d'anisotropie initiale sont faibles. Ils sont d'autre part sujet à une dispersion due à la non répétabilité des conditions expérimentales (méthode de préparation, mise en place des échantillons, conditions de mesures...). Les effets d'anisotropie induite que nous nous proposons d'étudier sont au contraire très reproductibles et traduisent réellement l'effet d'une première charge. La figure 2b présente un essai isotrope réalisé après une compression dans la direction Z. L'anisotropie induite par cette première charge se manifeste par un « durcissement » de la direction Z ( $\epsilon_z < \epsilon_x = \epsilon_y$ ).

Afin d'évaluer la dispersion de nos mesures et par conséquent de fixer dans quelle mesure on peut don-

ner un sens rhéologique à nos comparaisons de résultats, nous donnons sur les figures 3a, b, c, d les courbes de contrainte et de variation de volume pour plusieurs essais répétés, théoriquement identiques. La figure 3a-b correspond à un essai de compression classique sur un sable dense, la figure 3c-3d à un essai de compression à pression moyenne constante sur sable lâche. La répétabilité n'est pas parfaite. Les écarts observés nous donnent un ordre de grandeur de la précision que nous pouvons attendre. Toute tentative d'interprétation rhéologique d'effets inférieurs à ces écarts serait dénuée de sens.

### 3. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX POUR CHEMINS RADIAUX DANS UN PLAN DÉVIATOIRE (SABLE LÂCHE)

Pour mettre en évidence expérimentalement le comportement anisotrope d'un matériau on doit comparer des essais ayant la même histoire de contraintes principales mais orientés différemment par rapport aux axes matériels de l'échantillon. Notre presse permet seulement de réaliser des permutations des directions principales majeure, mineure et intermédiaire, c'est-à-dire des rotations de  $90^\circ$ . La méthode que nous avons utilisée est la suivante :

a. à partir d'un échantillon isotrope (ou quasiment isotrope comme nous venons de le voir), on réalise une première charge de compression sur Z ( $\sigma_x = \sigma_y = 0,5$  MPa) jusqu'à 25 % pour une première série d'essais, et 10 % pour une deuxième. Puis par décharge, on revient à l'état de contrainte isotrope initial. Cette première histoire crée l'anisotropie que l'on se propose d'étudier ;

b. on réalise ensuite un chemin radial dans le plan déviatoire ( $p = 0,5$  MPa). Sept essais sont ainsi réalisés parmi lesquels on peut comparer : deux essais de compression ( $b = 0$ ), deux essais d'extension ( $b = 1$ ) et trois essais  $b = 0,5$  (fig. 4).

Rappelons que le coefficient  $b$  est défini par :

$$b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ avec } \sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

Nous utiliserons également l'angle de Lode  $\alpha_\sigma$  qui repère l'orientation des chemins radiaux dans le plan déviatoire et que l'on peut définir par :

$$\text{tg} \alpha_\sigma = \sqrt{3} \cdot b / (2 - b)$$

Ces essais ont été effectués avec des échantillons de sable très lâches initialement ( $\gamma = 13$  kN/m<sup>3</sup>). Après la première charge de compression le matériau reste lâche ( $\gamma = 14$  kN/m<sup>3</sup>).

Les résultats obtenus sont présentés sur les figures 5a à 5f pour la première série, 6a à 6f pour la seconde.

L'importance de l'anisotropie, créée par la charge de compression, est clairement mise en évidence sur ces courbes. Comme pour les sables denses (CAMBOU, LANIER, 1988) on observe que les modules initiaux des courbes SD2/S1-ID2 diminuent lorsque le che-

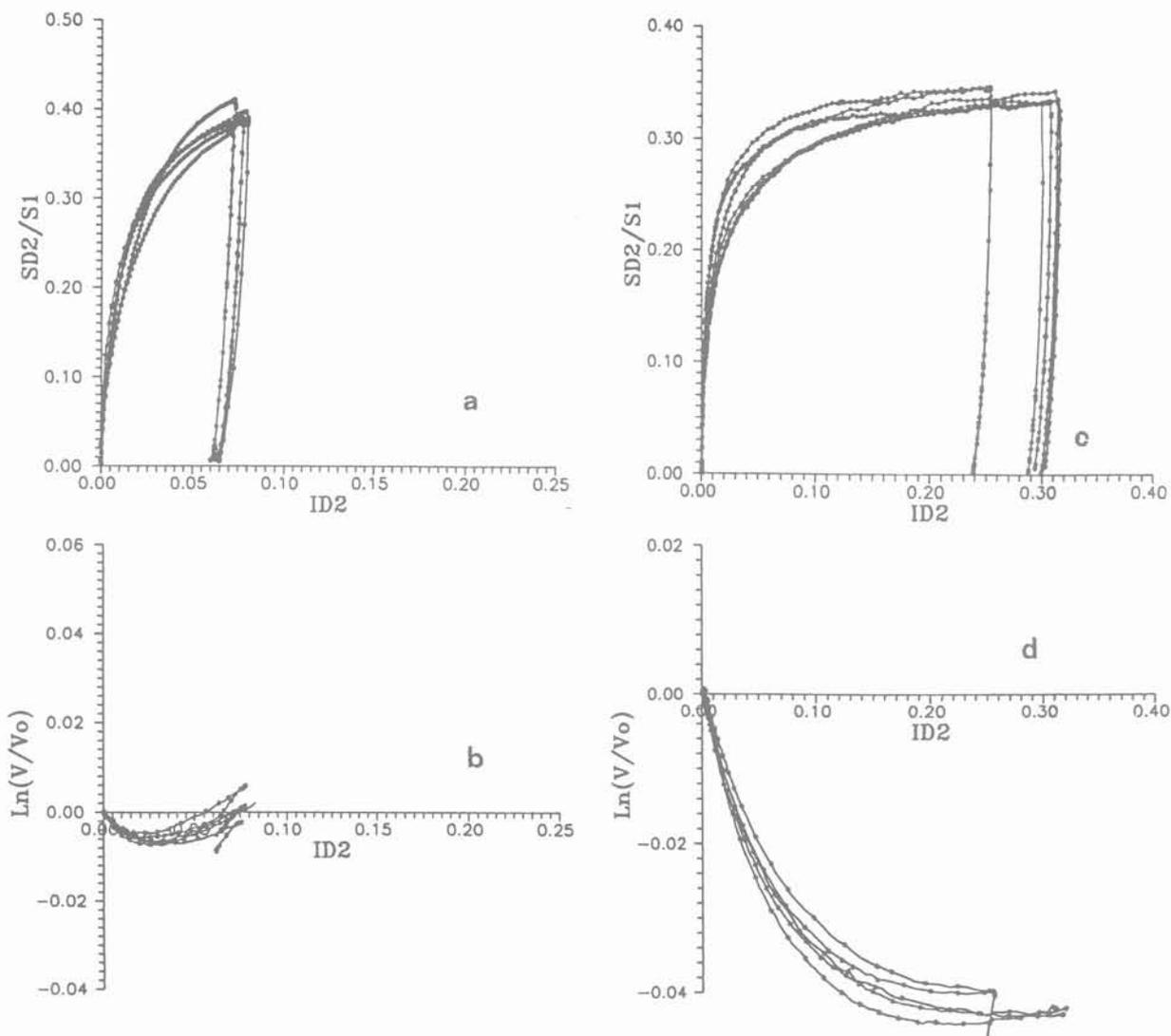
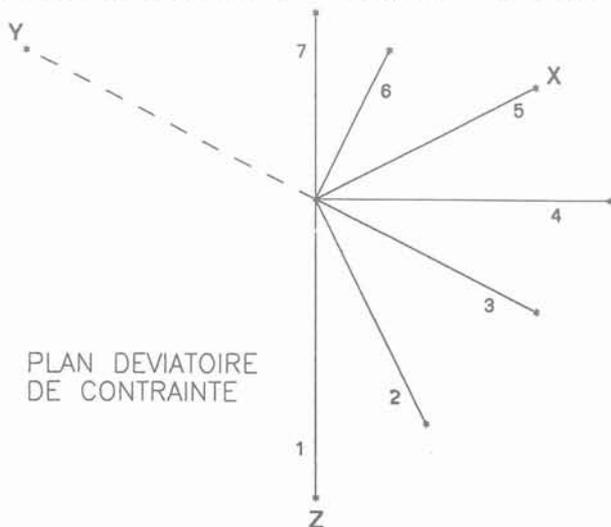


Fig. 3. — Répétibilité des essais : courbes contrainte-déformation et variation de volume : (a) et (b) essais de compression :  $\sigma_x = \sigma_y = 0,5$  MPa (sable dense), (c) et (d) essais de compression :  $p = 0,5$  MPa (sable lâche).  
 Fig. 3. — Repetitiveness of compression tests (stress-strain curves and volume changes) : (a), (b)  $\sigma_x = \sigma_y = 0,5$  MPa (dense sand), (c), (d)  $p = 0,5$  MPa (loose sand).

Fig. 4. — Série d'essais radiaux :  $p = 0,5$  MPa,  $b =$  constante, réalisés pour l'étude de l'anisotropie induite.  
 Fig. 4. — Deviatoric tests performed to study induced anisotropy  $p = 0,5$  MPa,  $b = 0, 1, 0,5$ .



min radial « s'écarte » du chemin de première charge : il est maximum pour la recharge (compression sur direction Z), minimum pour l'extension sur Z.

Parallèlement le compactage du matériau augmente quand le module diminue. Le maximum de compactage est obtenu pour une valeur de  $SD2/S1$  qui ne paraît dépendre que de  $b$ . Ce résultat indique que la notion d'angle caractéristique est indépendante de l'anisotropie induite et par conséquent de l'histoire subie par le matériau.

La comparaison des figures 5 et 6 montre l'influence de la déformation subie par le matériau pendant la première charge ( $\epsilon_z = 25\%$  et  $10\%$ ). Les allures des courbes ne sont pas très différentes, ce qui signifie qu'après un certain degré de déformation la structure interne du matériau reste la même : il n'y a plus d'évolution structurelle interne lorsque la déformation plastique lors de la première charge devient suffisamment importante. Dans le cadre d'une théorie élasto-plastique, les variables d'écrouissage isotrope et cinématique doivent donc être choisies de façon à ce

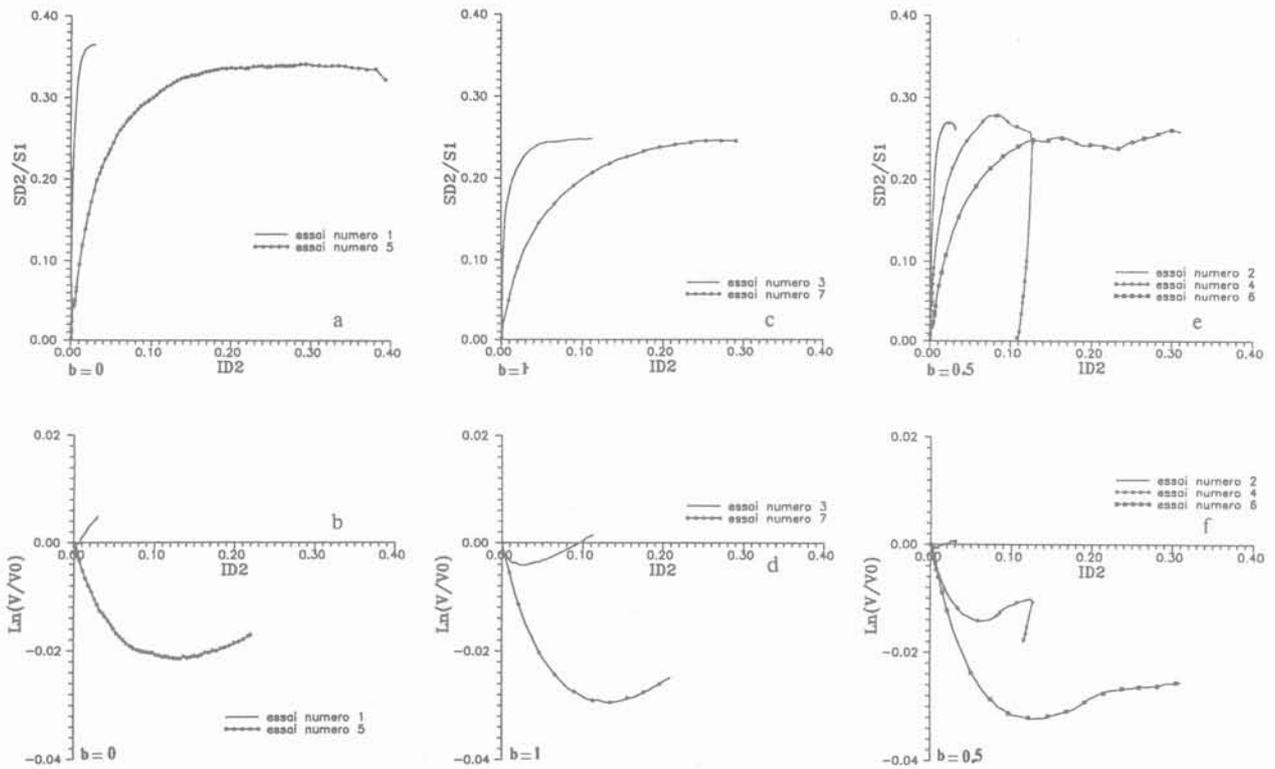


Fig. 5. — Mise en évidence de l'anisotropie induite par une compression sur la direction Z ( $\epsilon_z = 25\%$ ) : comparaison des courbes contrainte-déformation et variation de volume pour une même valeur de b : (a), (b) :  $b = 0$  - (c), (d) :  $b = 1$  - (e), (f) :  $b = 0,5$ .

Fig. 5. — Induced anisotropy after a compression test ( $\epsilon_z = 25\%$ ) : comparison of deviatoric tests with the same b value.

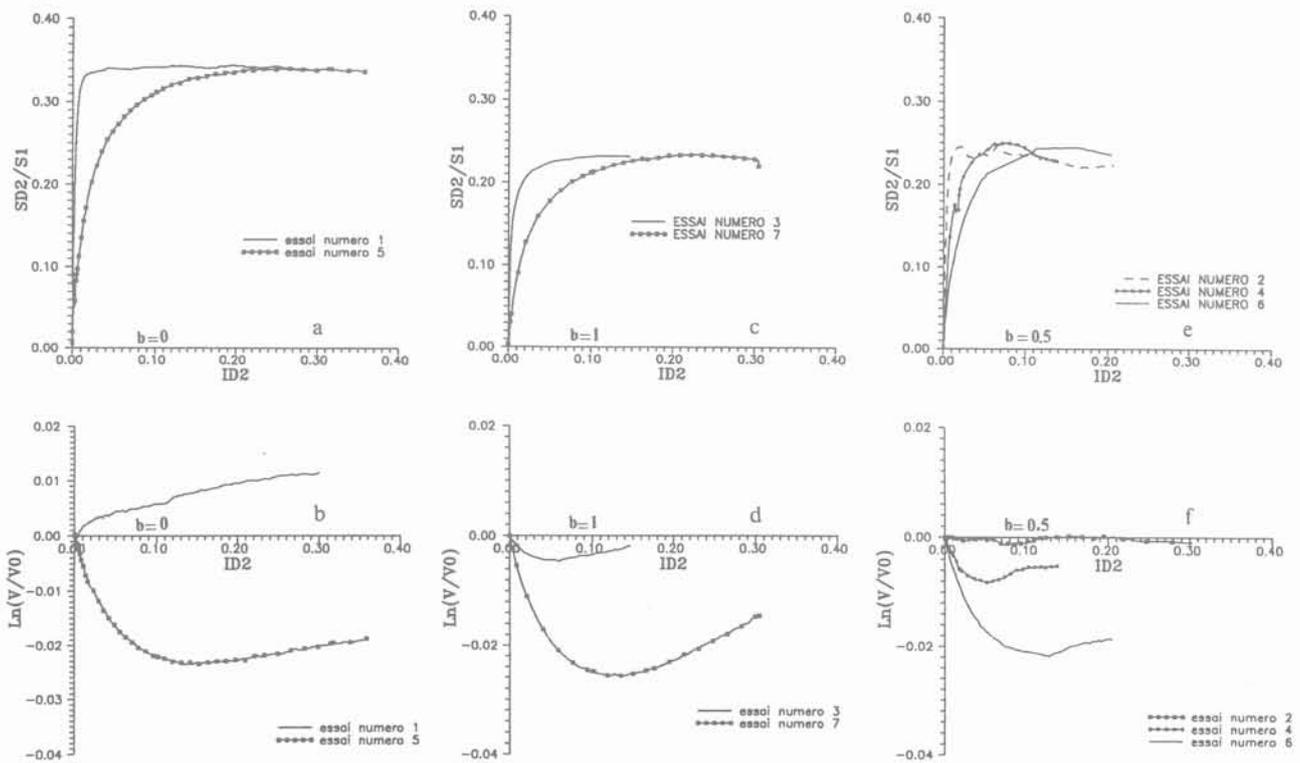


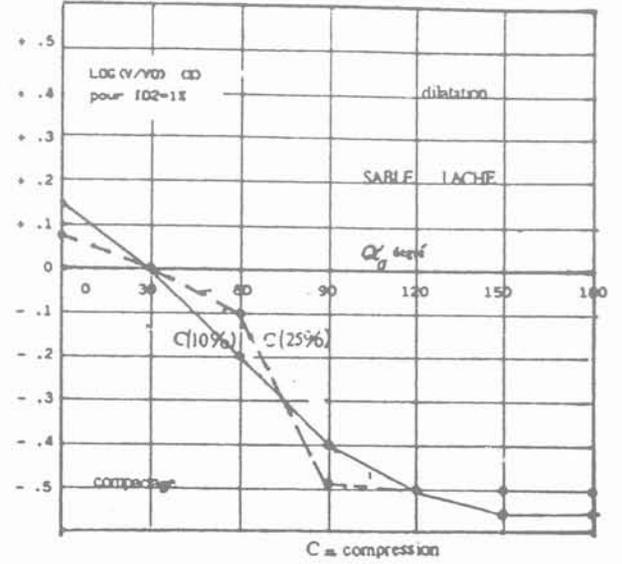
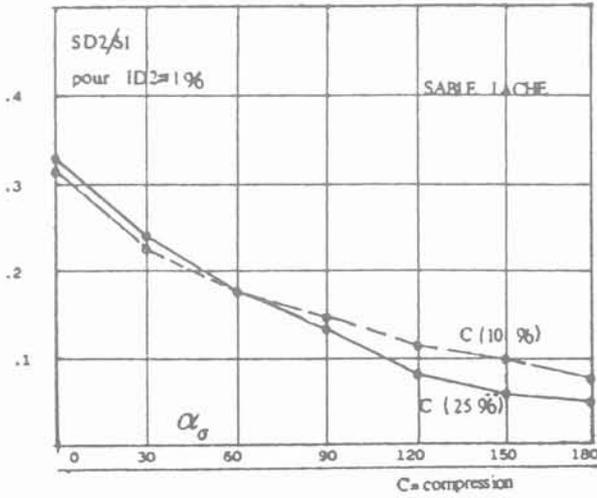
Fig. 6. — Mise en évidence de l'anisotropie induite par une compression sur la direction Z ( $\epsilon_z = 10\%$ ) : comparaison des courbes contrainte-déformation et variation de volume pour une même valeur de b : (a), (b) :  $b = 0$  - (c), (d) :  $b = 1$  - (e), (f) :  $b = 0,5$ .

Fig. 6. — Induced anisotropy after a compression test ( $\epsilon_z = 10\%$ ) : comparison of deviatoric tests with the same b value.

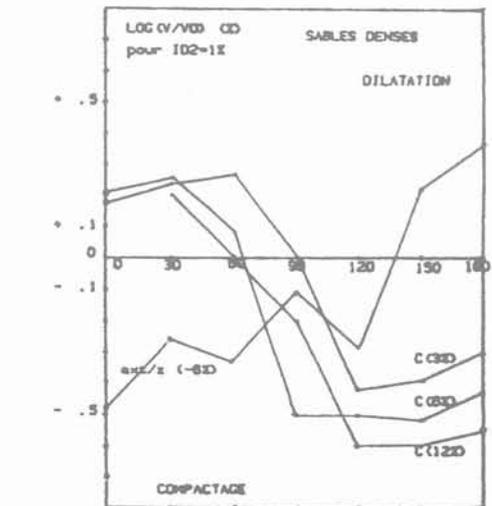
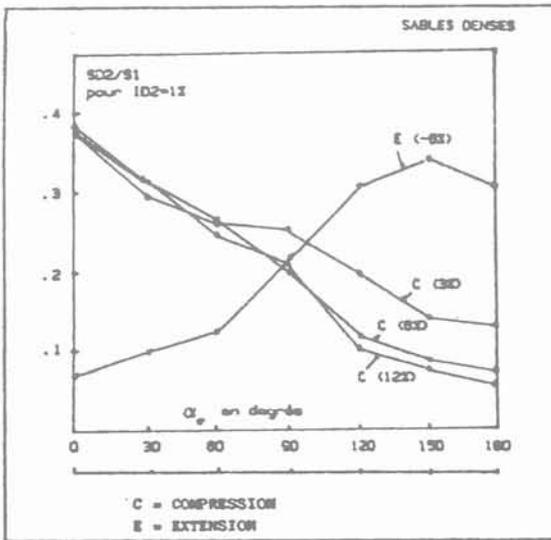
qu'elles tendent vers une valeur limite qui correspond à l'écoulement plastique parfait du matériau, sans modification de son état.

La figure 7 permet de comparer les résultats que nous venons de commenter avec ceux obtenus précédemment sur le sable dense. Les valeurs de SD2/S1 et de la variation de volume pour ID2 = 1 % y sont

représentées en fonction de  $\alpha_\sigma$ . On observe les mêmes allures pour les deux sables (dans le cas du sable dense nous avons représenté quatre séries d'essais : trois séries correspondant à une première charge de compression avec  $\epsilon_z = 3, 6, 12\%$  et une série à une première charge d'extension,  $\epsilon_z = -6\%$ ). On peut également remarquer que le



(a)



(b)

Fig. 7. — Module sécant et variation de volume pour une déformation ID2 = 1 % en fonction de  $\alpha_\sigma$  : (a) sable lâche. (b) sable dense.

Fig. 7. — Secant modulus and volume change for ID2 = 1 % versus the loading direction  $\alpha_\sigma$  in II-plane. (a) loose sand - (b) dense sand.

module sécant (valeur de  $SD2/S1$  pour  $ID2 = 1\%$ ) évolue régulièrement en fonction de  $\alpha_\sigma$ , alors que les variations de volume présentent une évolution rapide au voisinage de  $\alpha_\sigma = 90^\circ$ . Ce comportement est également illustré sur la figure 8 qui regroupe les courbes de variation de volume pour les 7 essais radiaux (sable lâche) ; les essais 4, 5, 6, 7 ont pratiquement la même tangente initiale, alors que les essais 1, 2, 3 sont nettement séparés.

Pour mettre en évidence l'anisotropie, on peut également considérer la réponse cinématique des échantillons. La figure 9 représente les chemins de déformation déviatoire suivis au début de la charge radiale (petites déformations). On y constate en particulier que les essais 5 et 3 qui sont axisymétriques en contrainte ne le sont pas en déformation.

Ces résultats peuvent être qualitativement expliqués par une théorie élastoplastique avec écrouissage cinématique. En effet, si l'on suppose que le point initial du chargement (état isotrope de contrainte) appartient à une surface de charge, il peut exister des déformations plastiques si le chemin de contrainte est dirigé vers l'extérieur de cette surface dont la normale  $\underline{n}$ , dans le plan déviatoire, a nécessairement la direction d'extension/Z (essai n° 7) puisque la première charge admet cette direction comme axe de symétrie. Il en est nécessairement de même pour le potentiel plastique que le matériau soit standard ou non. Ainsi les déformations plastiques sont maximales pour l'essai

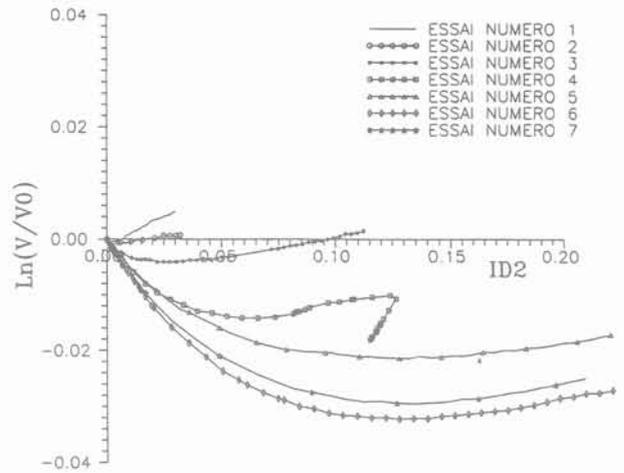


Fig. 8. — Courbe de variation de volume pour les 7 essais radiaux (après compression sur la direction Z,  $\epsilon_z = 25\%$  - sable lâche).  
 Fig. 8. — Volume change for the 7 deviatoric tests (after a compression test on the Z-direction,  $\epsilon_z = 25\%$  - loose sand).

n° 7 (module le plus faible), et le chargement neutre correspond à  $\alpha_\sigma = 90^\circ$  (direction perpendiculaire à  $\underline{n}$ ). La forme de la surface de charge dans le plan déviatoire peut être imaginée par l'allure des lignes isodéformations. Les figures 10a-b donnent l'allure de

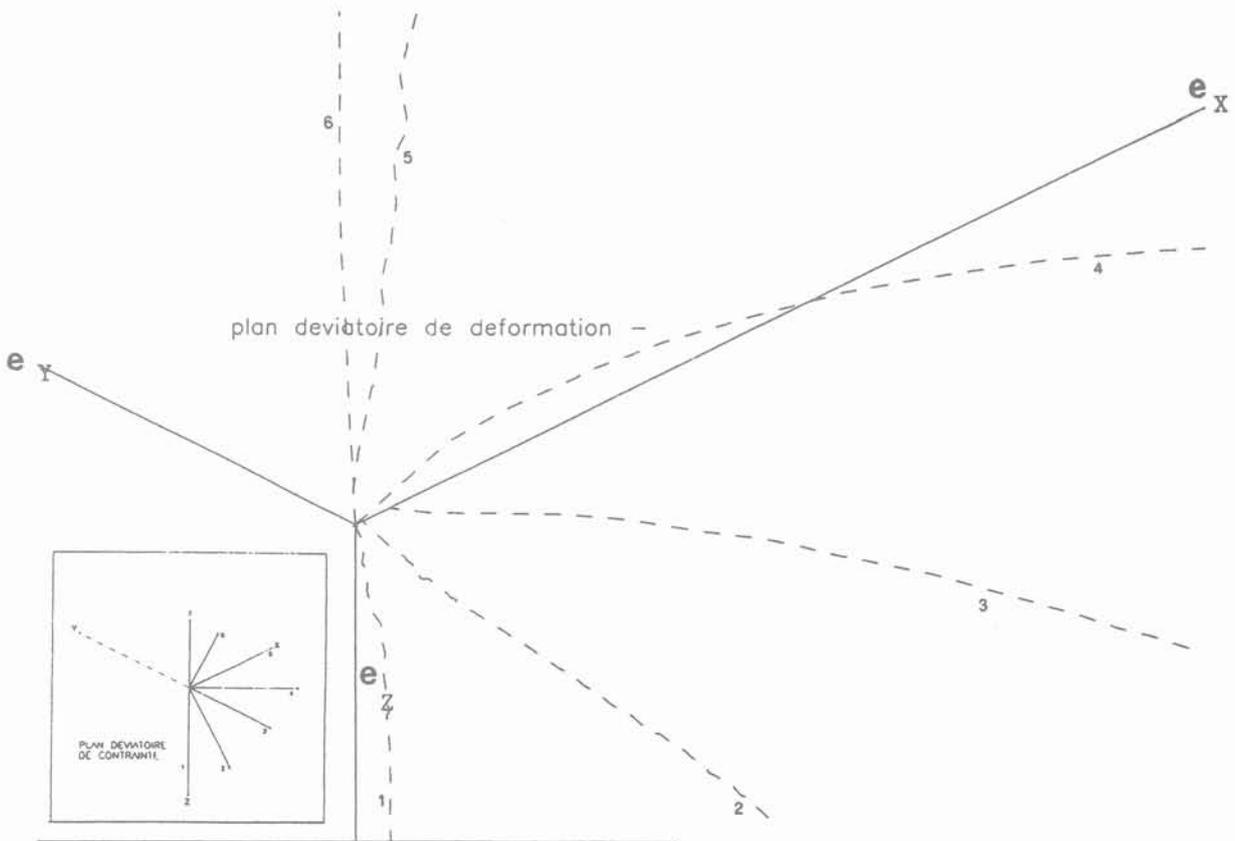


Fig. 9. — Chemins déviatoires de déformation associés aux débuts des chemins radiaux de contrainte (après compression, sur la direction Z,  $\epsilon_z = 25\%$ , sable lâche).  
 Fig. 9. — Deviatoric strain paths associated with deviatoric stress paths (after a compression test on the Z-direction,  $\epsilon_z = 25\%$ , loose sand).

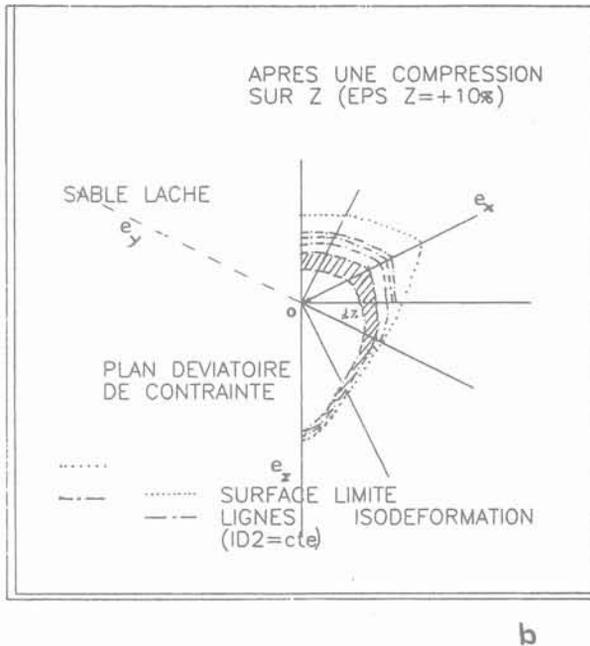
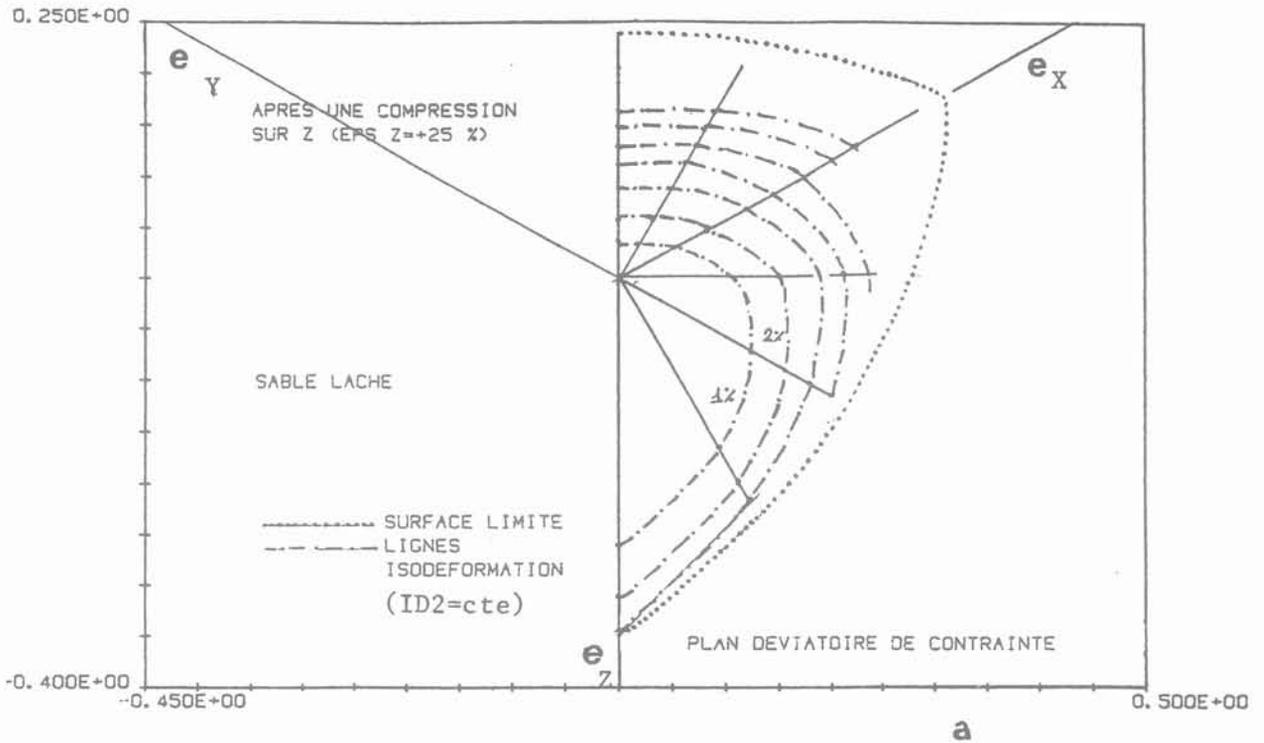


Fig. 10. — Courbes isodéformations ( $ID_2 = 1, 2, \dots \%$ ) dans le plan déviatoire de contrainte après une compression sur la direction Z (sable lâche) : (a)  $\epsilon_z = 25 \%$  - (b)  $\epsilon_z = 10 \%$ .  
 Fig. 10. — Lines of iso-deviatoric strains in  $\Pi$ -stress plane ( $ID_2 = 1, 2, \dots \%$ ) after a compression test on Z-direction.

#### 4. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX POUR ESSAIS AXISYMMÉTRIQUES

##### 4.1. Essais à volume constant (sable dense)

Ce type d'essais, réalisé sur la presse 3D avec des échantillons secs, simule les essais non drainés communément réalisés sur les presses classiques avec des échantillons saturés. On obtient ici directement le chemin de contrainte effective sans passer par une mesure de pression interstitielle. La principale difficulté pratique est le contrôle de la variation de volume qui ne reste jamais tout à fait nulle. La figure 11 montre l'efficacité de la régulation pour un essai de charge et décharge. L'échelle qui a été choisie pour cette figure est grande. Elle correspond à l'ordre de grandeur de celle que l'on utilise pour un essai classique de compression à contrainte latérale constante « drainé ». La régulation paraît donc acceptable, mais il reste des difficultés au démarrage de l'essai où de très faibles variations de volume peuvent influencer fortement le chemin de contrainte.

ces lignes pour les deux séries d'essais que nous avons effectués après compression sur la direction Z ( $\epsilon_z = 25 \%$  et  $10 \%$ ). Pour les obtenir on a reporté sur chaque chemin radial le point contrainte correspondant à  $ID_2 = 1 \%, 2 \%, \dots$  On met alors en évidence la translation de la surface de charge dans la direction de la première charge, ce qui est caractéristique d'un écrouissage cinématique. Cette figure, purement déviatoire ne permet pas de représenter le comportement isotrope (variation de volume).

Les résultats du paragraphe précédent nous ont montré que l'anisotropie induite modifie considérablement les courbes de variation de volume. On peut donc s'attendre à ce que, après une première charge de compression classique, le comportement du matériau sur les chemins à volume constant soit également

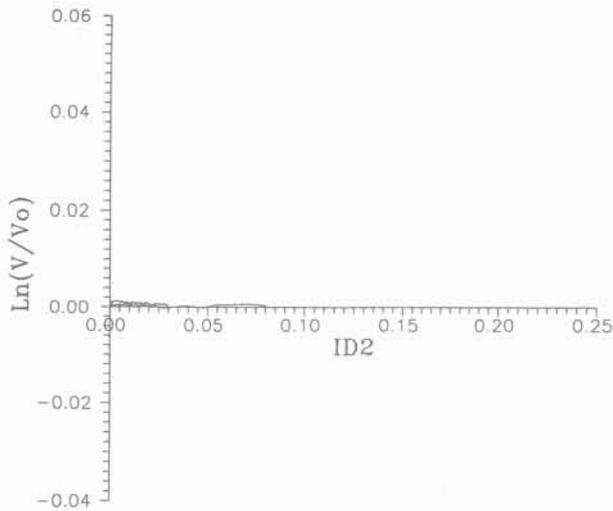


Fig. 11. — Efficacité de la régulation à « volume constant » (sable dense).

Fig. 11. — Efficiency of "constant volume" control (dense sand).

modifié : si le chemin « drainé » est compactant, la pression moyenne doit diminuer pour compenser la tendance au compactage ; elle doit augmenter dans le cas contraire. La figure 12a donne les chemins de contrainte suivis pour trois essais à volume constant (sable dense) en extension :

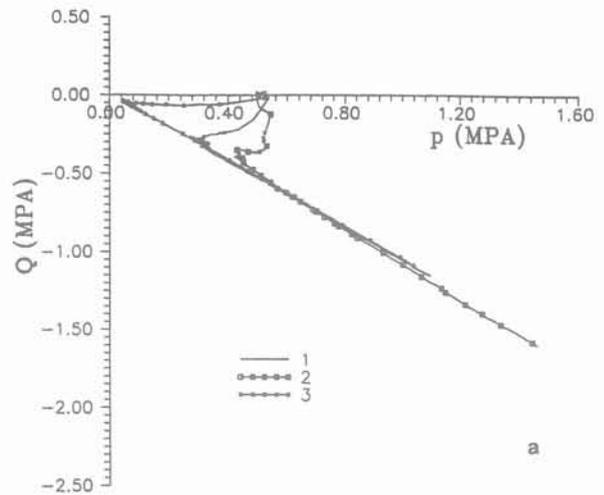
- essai 1 : extension sur la direction Z pour un échantillon vierge (matériau isotrope) ;
- essai 2 : extension sur la direction Y après une compression classique « drainée » sur la direction Z ( $\epsilon_z = 6\%$ ) ;
- essai 3 : extension sur la direction Z après une compression classique « drainée » sur la direction Z ( $\epsilon_z = 6\%$ ).

De la même façon la figure 13a donne les chemins de contrainte suivis par trois essais de compression à volume constant (sable dense) :

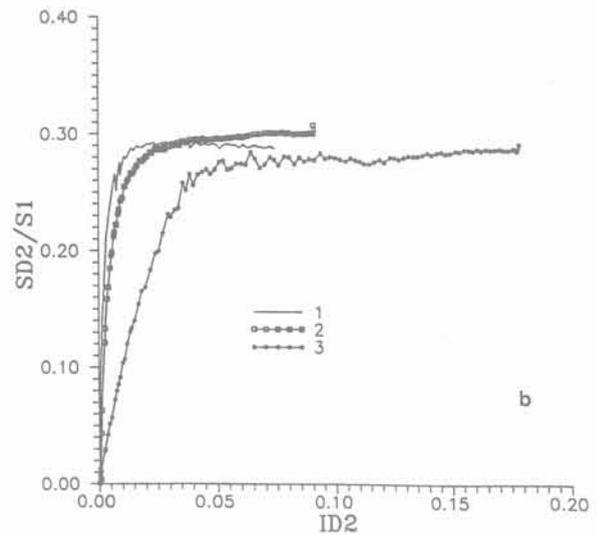
- essai 1 : compression sur la direction Z pour un échantillon vierge ;
- essai 2 : compression sur la direction Y après une compression classique « drainée » sur la direction Z ( $\epsilon_z = 6\%$ ) ;
- essai 3 : compression sur la direction Z après une compression classique « drainée » sur la direction Z ( $\epsilon_z = 6\%$ ).

Les figures 12b et 13b donnent les courbes contraintes-déformation ( $SD_2/S_1$ -ID2) pour ces deux séries d'essais. Les perturbations de début d'essai que nous avons évoquées précédemment sont visibles sur les chemins de contraintes dans le plan ( $p$ - $q$ ) mais n'apparaissent pas sur ces courbes car les déformations correspondantes sont très faibles.

L'effet de la première charge, et donc de l'anisotropie induite, est ici encore très marqué. On voit en effet sur la figure 12a que l'essai n° 3 atteint presque un état de « liquéfaction » (contraintes effectives



a



b

Fig. 12. — Influence de l'anisotropie induite sur les essais à volume constant en extension (sable dense).  
(a) Chemins de contrainte dans le plan  $p$ - $Q$ .  
(b) Courbes contrainte-déformation.

Fig. 12. — Induced anisotropy effects for "constant volume" test in extension (dense sand) :  
(a) stress paths in  $(p$ - $Q$ ) plane, (b) stress-strain curves.

nulles) avant que la pression moyenne n'augmente et que le chemin de contrainte ne « remonte » une surface limite à angle de frottement constant, le même pour les trois essais. Il est alors clair que le risque de liquéfaction ne doit pas seulement être caractérisé par une densité initiale comme on le fait dans l'étude classique de la liquéfaction, mais aussi par l'histoire précédente c'est-à-dire l'état structural du matériau.

La figure 14a-b donne les résultats d'un essai cyclique à volume constant qui confirme l'importance de la première charge. Après la première charge de compression 0-1, l'échantillon est déchargé. Le chemin de décharge 1-2-3 repasse par un état isotrope de contrainte voisin de l'état initial. La pression moyenne continue de diminuer jusqu'au point 2 (quasi liquéfaction) puis augmente jusqu'au point 3. Une nouvelle décharge est alors entreprise 3-4-5. Là encore

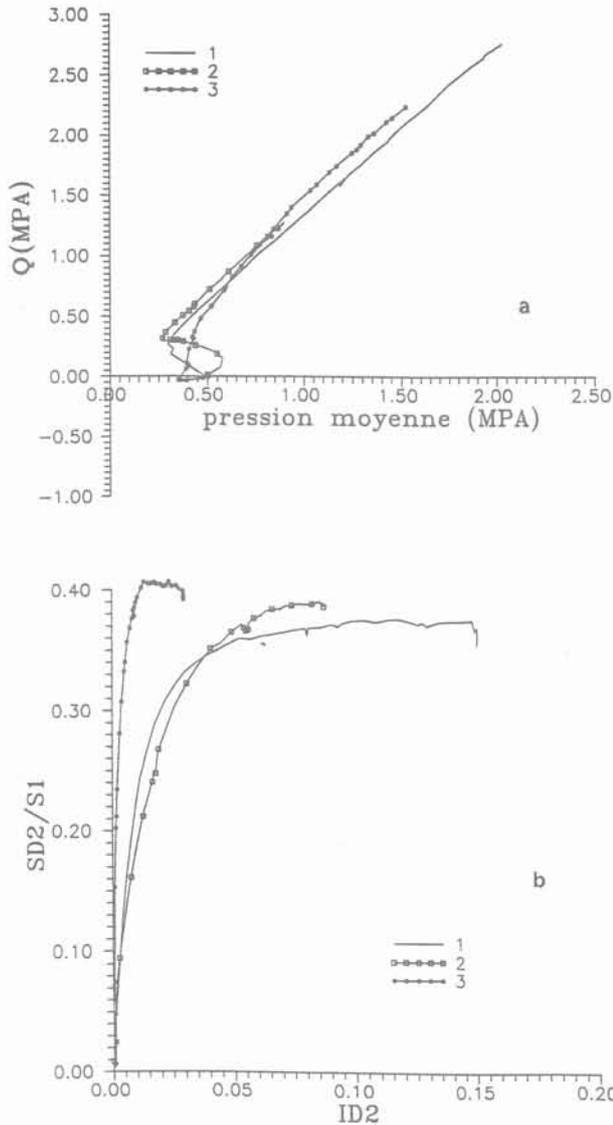


Fig. 13. — Influence de l'anisotropie induite sur les essais à volume constant en compression (sable dense).  
 (a) Chemins de contrainte dans le plan p-Q.  
 (b) Courbes contrainte-déformation.

Fig. 13. — Induced anisotropy effects for "constant volume" test in compression (dense sand):  
 (a) stress paths in (p-Q) plane, (b) stress-strain curves.

la liquéfaction est atteinte (point 4) avant que la pression moyenne n'augmente à nouveau jusqu'au point 5. La figure 14b permet de suivre l'évolution du déviateur  $q$  au cours de l'essai. On notera que, pour que le sens de variation de la pression moyenne s'inverse (points 2 et 4), il est nécessaire de faire subir à l'échantillon des déformations importantes. Ce phénomène peut être interprété en disant que la structure anisotrope induite par le chargement précédent de compression (respectivement extension) rend le matériau incapable de supporter l'état de contrainte d'extension (respectivement de compression) tant que cette structure n'a pas été modifiée par une déformation suffisante.

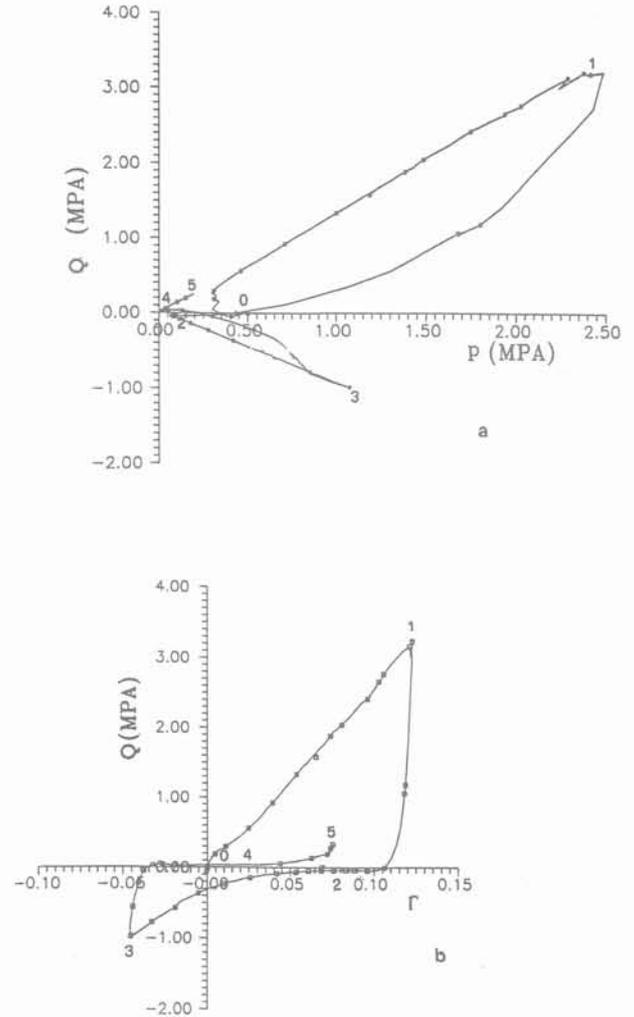


Fig. 14. — Essai cyclique de compression-extension à volume constant (sable dense):  
 (a) chemin de contrainte dans le plan p-Q,  
 (b) courbes Q- $\Gamma$ .

Fig. 14. — Cyclic test of compression-extension with constant volume.  
 (a) stress path in (p-Q) plane, (b) Q- $\Gamma$  curves.

#### 4.2. Chemins axisymétriques radiaux (sable dense)

Les essais radiaux dans un plan déviatoire nous ont montré qu'une première charge de compression ou d'extension créait une forte anisotropie du matériau. Il nous a paru intéressant d'étudier le comportement du matériau anisotrope dans le plan p-Q, c'est-à-dire quand la pression moyenne varie. Nous avons pour cela réalisé trois types de chemins axisymétriques de compression ou d'extension (6 essais) définis par (fig. 15) :

- $\sigma_x = \sigma_y = 0,5$  MPa (chemin triaxial classique) ;
- $p = 0,5$  MPa (chemin à pression moyenne constante) ;
- $\sigma_z = 0,5$  MPa (chemin à contrainte axiale constante) ;

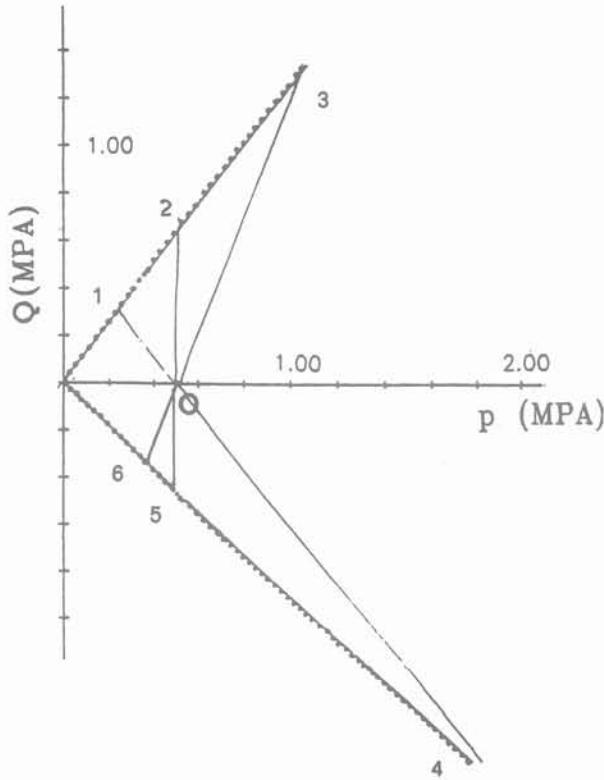


Fig. 15. — Série d'essais axisymétriques de compression et d'extension réalisés pour l'étude de l'anisotropie induite.  
 Fig. 15. — Axisymmetric tests in compression and extension performed to study induced anisotropy.

pour lesquels la pression moyenne augmente, reste constante, ou diminue. Cette série d'essais est réalisée avec trois types d'échantillons :

- des échantillons vierges (considérés comme isotropes) ;
- des échantillons anisotropes, l'anisotropie étant créée par une première charge de compression ( $\epsilon_z = 6\%$ ), ou d'extension ( $\epsilon_z = -5\%$ ).

Dans ce cas l'observation de l'anisotropie ne peut pas être directe car les résultats que nous allons comparer ne correspondent pas au même type d'échantillon. Nous mettrons simplement en évidence la différence de comportement entre nos trois types d'échantillons, cette différence étant due à l'anisotropie que nous avons pu caractériser précédemment.

Nous avons regroupé sur la figure 16a les courbes contrainte-déformation ( $SD_2/S_1-ID_2$ ) pour les essais de compression. On notera que pour chaque type d'échantillon, on peut admettre que la courbe de charge est presque indépendante du chemin suivi. Par contre, pour les échantillons qui avaient subi une première charge de compression (respectivement d'extension) la rigidité est plus forte (resp. plus faible) que celle des échantillons vierges. La résistance maximum est peu modifiée. Des remarques similaires peuvent être faites pour la figure 16b qui présente les courbes des essais d'extension.

Les courbes de la figure 17 donnent les variations de volume pour les différents essais réalisés. On peut y remarquer :

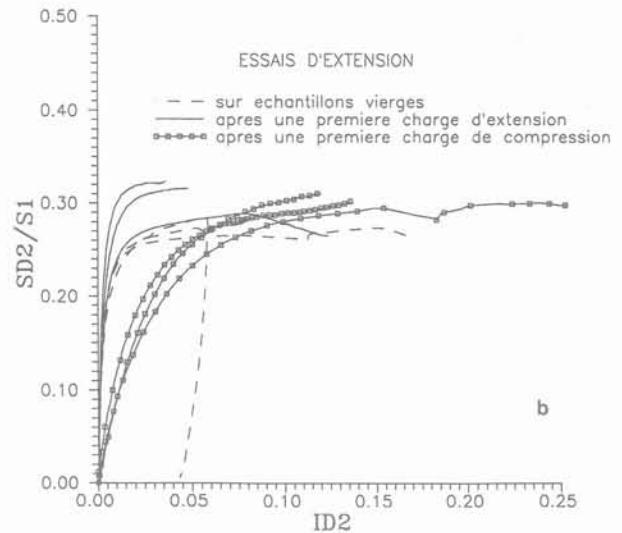
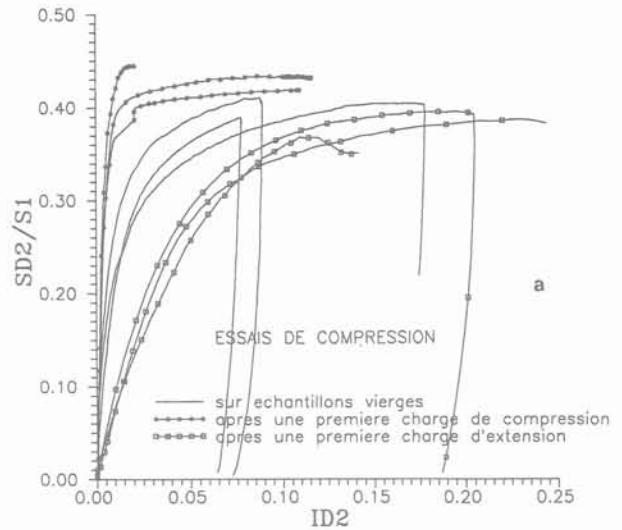


Fig. 16. — Influence de l'anisotropie induite sur les courbes contrainte-déformation (sable dense) : (a) compression, (b) extension.

Fig. 16. — Effects of induced anisotropy on stress-strain curves (dense sand) : (a) compression tests, (b) extension tests.

- l'influence de la pression moyenne  $p$  : le compactage initial est plus important quand la pression moyenne augmente, plus faible si elle diminue ;
- l'influence de la première charge en relation avec les courbes contrainte-déformation : plus la rigidité de l'échantillon est grande, plus le compactage est faible.

Sur les figures 18 a-b-c, nous avons regroupé pour chaque type d'échantillon les courbes classiques  $Q-\Gamma$ . Le point marquant ici est l'évolution du module initial : alors que la pente des courbes paraît être la même, quelque soit le chemin de contrainte, pour les échantillons vierges (isotropes), elle est très différente en compression et en extension pour les échantillons anisotropes. Lorsqu'il s'agit d'une « recharge » de compression (ou d'extension) le matériau est très rigide ; s'il s'agit d'une « décharge », la rigidité est faible. Une interprétation qualitative de ce comportement est en-

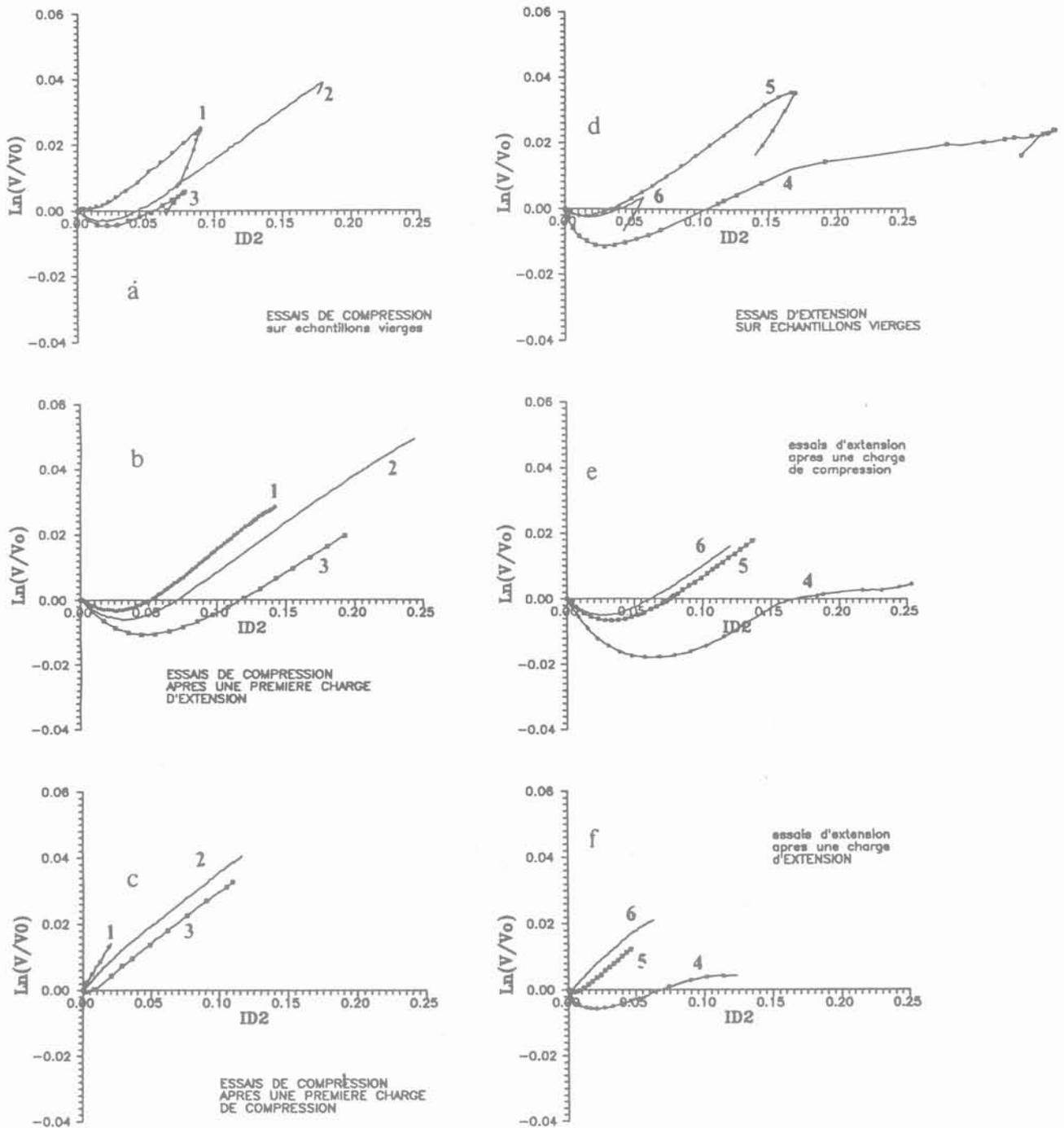


Fig. 17. — Comparaison des courbes de variation de volume pour les 3 types d'échantillons : (a), (b), (c) : essais de compression - (d), (e), (f) : essais d'extension.

Fig. 17. — Comparison of volume change for isotropic and anisotropic samples : (a), (b), (c) compression tests - (d), (e), (f) extension tests.

core une fois possible dans le cadre de l'élasto-plasticité, en imaginant que l'état initial, dans le cas des échantillons anisotropes, appartient à une surface de charge. Comme pour les essais radiaux dans un plan déviatoire et pour avoir l'allure de cette surface de charge, nous avons représenté sur la figure 19 les lignes isodéformations (caractérisées par  $I_2 = \sqrt{\text{tr}(\epsilon)^2}$

= constante) dans le plan p-Q de contrainte. Ce type de représentation a été utilisé par GUDEHUS (1980) pour donner une image géométrique des lois incrémentales. Ici encore, à la vue de ces courbes, un écoulement cinématique paraît nécessaire pour interpréter le comportement du matériau dans le cadre de l'élasto-plasticité.

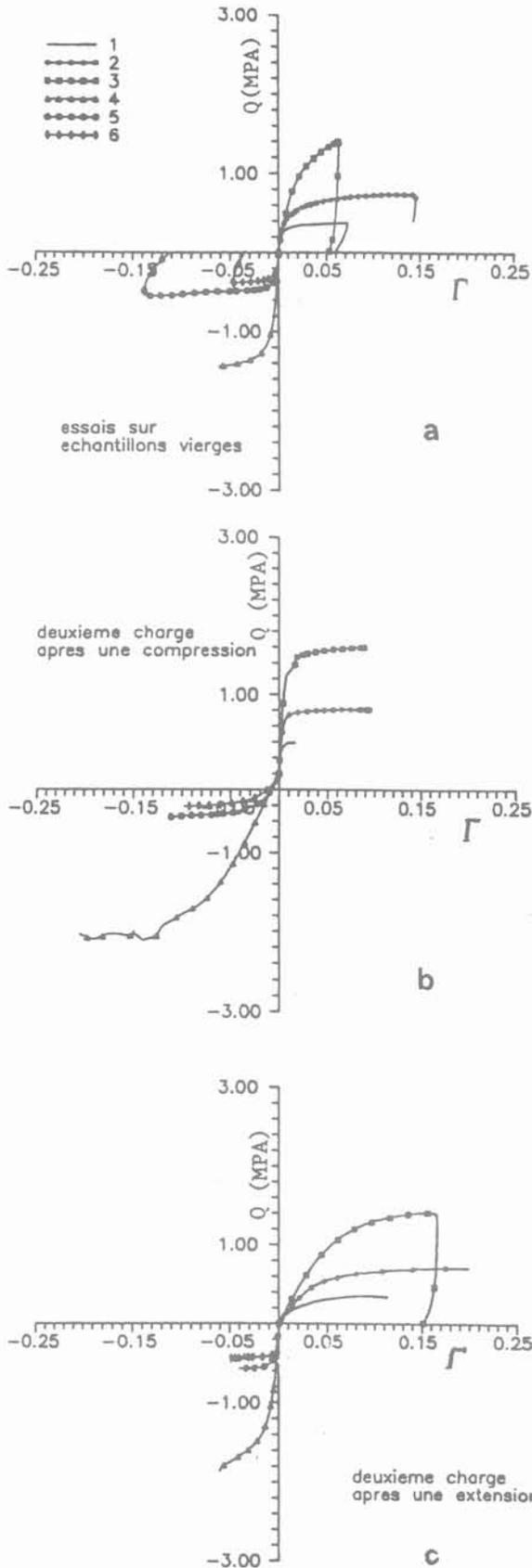


Fig. 18. — Courbes contrainte-déformation (Q- $\Gamma$ ) :  
 (a) échantillons vierges, (b) échantillons ayant subi une première charge de compression, (c) échantillons ayant subi une première charge d'extension.

Fig. 18. — Stress-strain curves (Q- $\Gamma$ ) :  
 (a) virgin isotropic samples, (b) after a compression test, (c) after an extension test.

### 4.3. Chemins axisymétriques

$\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  (sable dense)

Pour compléter cette étude sur le comportement des sables, nous avons également étudié le comportement de notre matériau sur des chemins radiaux dans le plan (p-Q), tels que  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$ . Ces chemins sont souvent considérés comme les plus réversibles et de ce fait justifie l'hypothèse de surface de charge en forme de cône souvent utilisée dans la modélisation. La prise en compte de l'irréversibilité due à l'augmentation de la pression moyenne est alors obtenue en ajoutant un deuxième mécanisme de déformation plastique (modèle avec « cap »).

Pour représenter nos résultats expérimentaux et analyser la réponse cinématique du matériau, nous avons choisi d'étudier la direction de l'incrément de déformation totale  $d\epsilon$ . Dans le cas d'essais axisymétriques, l'incrément de déformation est défini par :

$$d\epsilon_v = d\epsilon_1 + 2.d\epsilon_3$$

$$d\Gamma = \sqrt{2/3} \cdot (d\epsilon_1 - d\epsilon_3)$$

avec  $p = (\sigma_1 + 2.\sigma_3)/3$  et  $Q = \sqrt{2/3} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)$ , cette définition entraîne :

$$dW = \sigma_{ij}.d\epsilon_{ij} = p.d\epsilon_v + Q.d\Gamma$$

Sur nos figures, la direction de  $d\epsilon$  est représentée par un vecteur de longueur constante. Cette représentation permet plusieurs observations :

- dans le cas où le chemin de contrainte est réversible, ce vecteur doit seulement changer de sens sur les chemins de charge-décharge ;
- dans le cas où l'on rencontre une « surface de charge », l'apparition de déformation plastiques additionnelles peut provoquer une discontinuité sur la direction de  $d\epsilon$ .

Les figures 20 présentent les résultats que nous avons obtenus pour l'histoire de chargement suivante (figure 20a) :

- 0-1 : chemin triaxial classique pour atteindre un rapport  $\sigma_1/\sigma_3 = 4$  (la résistance maximale du matériau correspondant à  $\sigma_1/\sigma_3 = 4,5$ ).
- 1-2-3 = 1, puis 3-2-4-5 = 1 : cycles de charge-décharge avec  $\sigma_1/\sigma_3 = 4$  et  $p_1 = p_3 = p_5 = 0,4 \text{ MPa}$ ,  $p_2 = 1,0 \text{ MPa}$ ,  $p_4 = 1,6 \text{ MPa}$ .
- le chemin 5'-6 est également un chemin radial avec  $\sigma_1/\sigma_3 = 3$  et  $p_6 = 3,5 \text{ MPa}$ .

La relation  $p - \epsilon_z$  pour ce chemin de chargement est représentée sur la figure 21b. La direction du vecteur incrément de déformation pour différents cycles de charge-décharge est indiquée sur les figures 20c-d-e.

Plusieurs points sont intéressants à noter :

- les cycles de décharge-recharge entre les points 2-3 et 4-5 sont pratiquement réversibles sans boucle d'hystérésis ;
- le chemin 3-2-4 reprend la courbe de première charge lorsque l'on atteint le point d'inversion (point 2). Classiquement on observe alors une forte dimi-

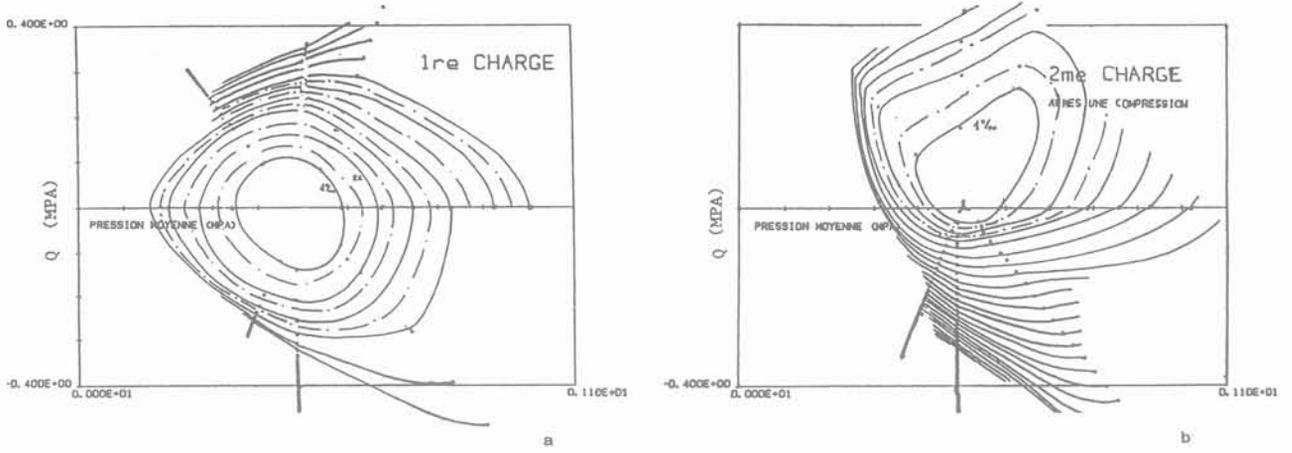


Fig. 19. — Lignes isodéformation ( $I_2 = \text{constante}$ ) dans le plan p-Q : (a) échantillons vierges, (b) échantillons ayant subi une première charge de compression, (c) échantillons ayant subi une première charge d'extension.

Fig. 19. — Iso-strain lines ( $I_2 = \text{constante}$ ) in p-Q plane : (a) virgin isotropic samples, (b) after a compression test, (c) after an extension test.

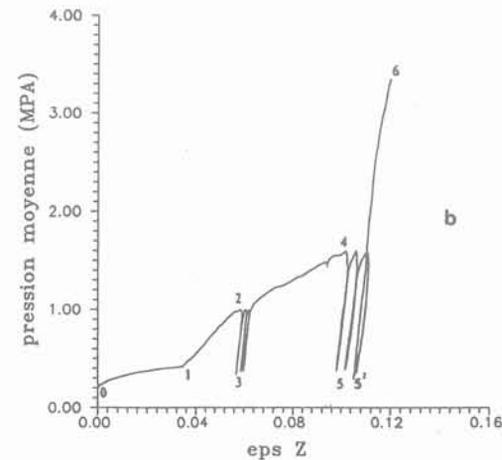
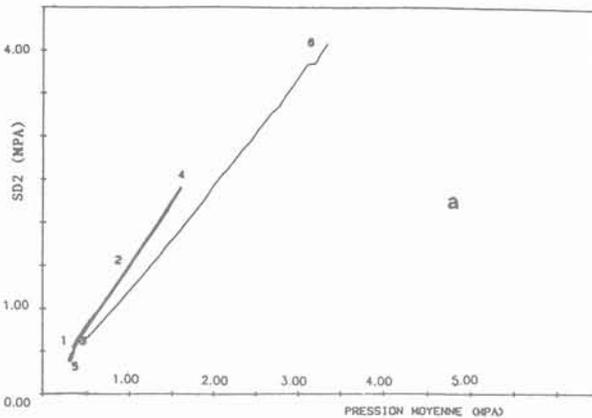
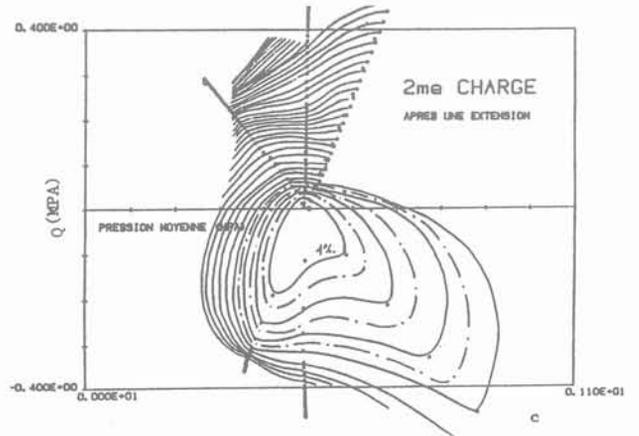


Fig. 20. — Chemins axisymétriques  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  : (a) chemin de contrainte dans le plan p-Q, (b) courbe contrainte déformation p- $\epsilon_z$ .

Fig. 20. — Axisymmetric test with  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  : (a) stress path in (p-Q) plane, (b) stress-strain curve p- $\epsilon_z$ .



— on n'observe rien de particulier sur le chemin 5'-6 bien que le niveau de contrainte au point 6 dépasse largement ceux atteints précédemment. On peut cependant noter que la direction de l'incrément de déformation (environ 20°) est comparable à celle des chemins quasiment réversibles signalés précédemment, alors que, pour un essai identique ( $\sigma_1/\sigma_3 = 3$ ) sur un échantillon vierge, cette direction serait comparable à la direction de charge de la figure 20c (environ 80°). L'influence de l'histoire de chargement est donc ici encore très nette.

Si nous faisons encore une fois appel à la théorie de l'élastoplasticité pour interpréter ces résultats nous pouvons faire les remarques suivantes :

— l'inclinaison pratiquement constante du vecteur incrément de déformation sur les chemins  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  nous indique que le potentiel plastique est fonction du rapport q/p et indépendant de la pression moyenne dans le domaine de contrainte que nous avons envisagé. C'est une hypothèse souvent utilisée (NOVA, WOOD, 1979 ; POOROSHABS, PIETRUSZCZAK, 1985 ; CAMBOU, JAFARI, 1988) ;

— le brusque changement de comportement au passage du point d'inversion peut être interprété par

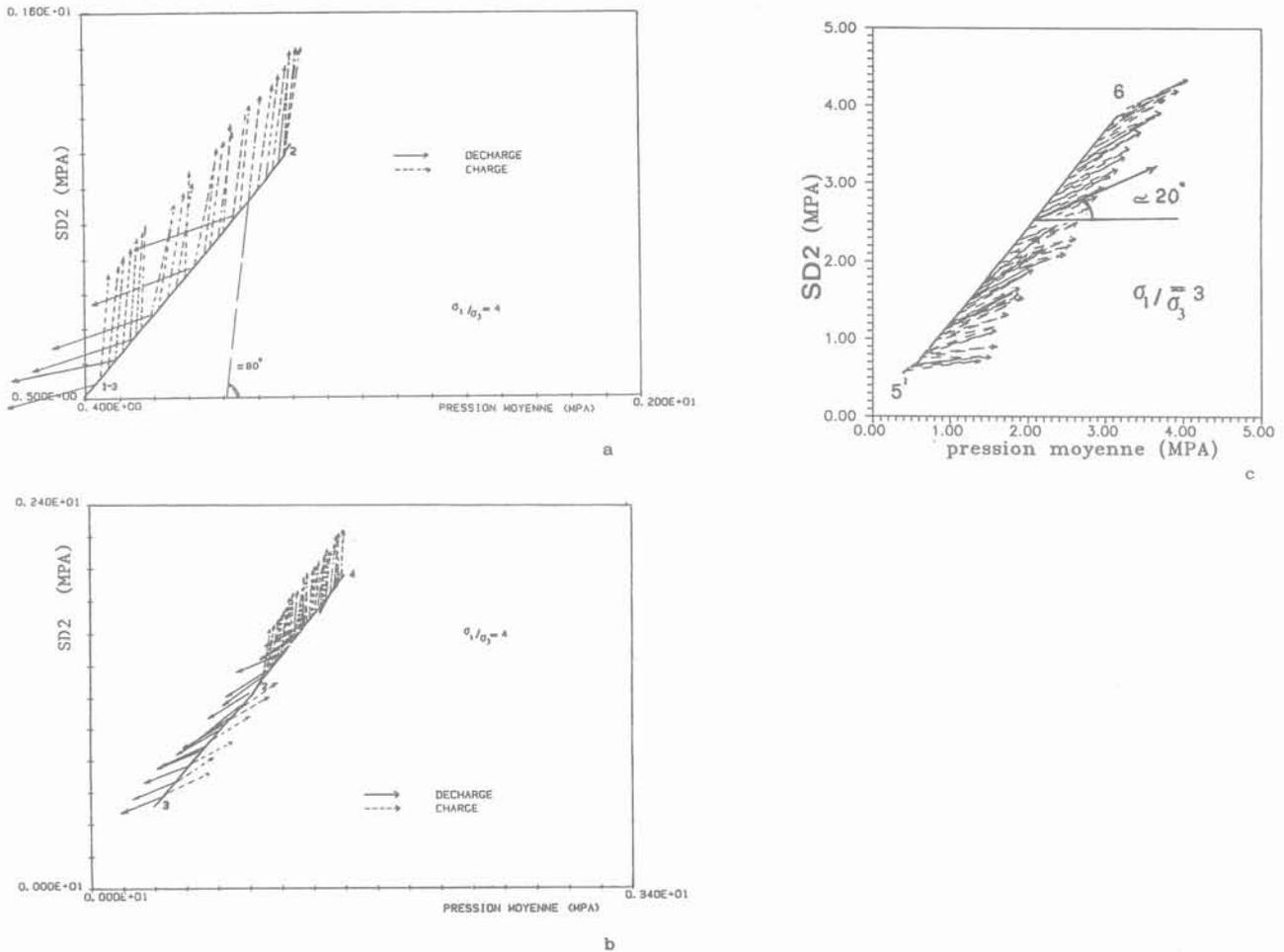


Fig. 21. — Direction du vecteur incrément de déformation associé aux chemins cycliques  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constante}$  : (a) cycle 1-2-3, (b) cycle 3-4-3, (c) charge 5'-6.

Fig. 21. — Inclination of total strain increment associated with cyclic test  $\sigma_1/\sigma_3 = \text{constant}$ .

l'existence d'une surface de charge de type « cap ». Malheureusement l'identification de cette surface sur le chemin 5'-6 paraît délicate. Des essais complémentaires devront être développés pour éclaircir ce point.

5. CONCLUSION

L'étude que nous avons présentée dans cet article nous a montré le rôle important de l'anisotropie créée par une histoire de chargement, pour le sable lâche comme pour le sable dense, pour des chemins de contrainte déviatoires ou axisymétriques. La modification des propriétés mécaniques du matériau concerne sa rigidité et sa compressibilité (variation de volume). D'un point de vue pratique nous avons montré que l'anisotropie pouvait être une cause de liquéfaction, même pour des échantillons denses. Ce fait expérimental ne semble pas avoir été énoncé auparavant.

Nos résultats montrent également que, pour des déformations suffisamment importantes, le comportement plastique, c'est-à-dire la résistance maximale et la loi

d'écoulement, est peu modifié. On retrouve ainsi l'idée d'un état « critique » vers lequel évolue la structure du matériau, indépendamment de l'histoire subie précédemment.

Bien qu'un modèle mathématique, fondé sur ces données, ne soit pas encore formulé par les auteurs, nous avons montré que beaucoup des effets observés pouvaient être interprétés dans le cadre de la théorie élastoplastique avec écrouissage isotrope et cinématique. Une modélisation du comportement des géomatériaux dans ce cadre nous paraît donc une voie prometteuse.

REMERCIEMENTS

La collaboration franco-italienne qui a donné lieu à cet article a été possible grâce au soutien du GRECO Européen sur les géomatériaux.

BIBLIOGRAPHIE

ARTHUR J.R.F., CHUA K.S., DUNSTAN T. (1977), *Induced anisotropy in a sand*. Géotechnique 27, 1, pp. 13-30.

- ARTHUR J.R.F., CHUA K.S., DUNSTAN T., RODRIGUEZ del C. (1980), *Principal stress rotation : a missing parameter*. J. Geotech. Eng. Div., ASCE, 106.
- CAMBOU B., JAFARI K. (1988), *Modèle de comportement des sols non cohérents*. Rev. Franç. de Géotech. 44, pp. 43-55.
- CAMBOU B., LANIER J. (1988), *Induced anisotropy in cohesionless soil : experiments and modelling*. Computers and Geotechnics, 6, pp. 291-311.
- FLAVIGNY E., DESRUES J., PALAYER B. (1990), *Note technique sur le sable d'Hostun « RF »*. Rev. Franç. Géotech. 53, pp. 67-70.
- GUDEHUS G. (1980), *A comparison of some constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading*. Proc. int. Conf. Num. Meth. Geomech. ed. W. Wittke, Balkema, vol. 4, J. Méca, 19 (2).
- LANIER J. (1983), *Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire*. Rev. Franç. Géotech. 20, pp. 21-29.
- NOVA R., WOOD D.M. (1979), *A constitutive model for sand in triaxial compression*. Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 3, pp. 255-278.
- ODA M. (1972), *The mechanism of fabric changes during compressional deformation of sand*. Soils and foundations, 12, 2, pp. 1-18.
- POOROOSHASB H.B., PIETRUSZCZAK S. (1985), *On yielding and flow of sand, a generalized throw surfaces models*. Computers and geotechnics, 1, pp. 33-58.
- SYMES M.J.P.R., GENS A., HIGHT D.W. (1984), *Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand*. Géotechnique 34, pp. 11-27.
- YAMADA G., ISHIHARA K. (1979), *Anisotropic deformation characteristics of sand under three dimensionnal stress conditions*. Soils and Foundations, 19, 2, pp. 79-94.
- WONG R.K.S., ARTHUR J.R.F. (1987), *Sand sheared by stress with cyclic variation in direction*. Geotech. Testing J., 10, pp. 215-226.

# Application de la théorie des problèmes inverses à l'estimation des paramètres des modèles rhéologiques

Application of the inverse problem theory  
to rheological model parameter estimation

J.F. SHAO, A. DAHOU, J.P. HENRY

Laboratoire de Mécanique de Lille - EUDIL  
CNRS - GRECO Géomatériaux\*

Rev. Franç. Géotech. n° 57, pp. 75-80 (octobre 1991)

## Résumé

Nous présentons dans cette étude une méthode d'assistance à la détermination des paramètres des modèles rhéologiques. Cette méthode est basée sur une théorie probabiliste des problèmes inverses (TARANTOLA, 1987). Elle tient compte des incertitudes des mesures au Laboratoire et des connaissances a priori des paramètres des modèles rhéologiques. La méthode présentée donne un algorithme général qui permet de déterminer les paramètres des modèles rhéologiques sophistiqués à partir des essais multiaxiaux non conventionnels, voire des essais non homogènes.

## Abstract

In this study we present an assistance method for parameter determination of rheological models. This method is based on a probabilist theory of inverse problem. It takes into account the uncertainty degree of experimental results and the a priori knowledge of model parameters. The present paper gives a general algorithm that allows to determine the model parameters from non conventional multiaxial tests, or even from non homogeneous tests.

## 1. INTRODUCTION

La modélisation du comportement complexe des géomatériaux devient le problème majeur dans l'analyse et la conception des ouvrages en génie civil, en génie pétrolier et d'autres constructions souterraines. Le progrès sans cesse de l'informatique rend désormais possible l'utilisation des lois rhéologiques sophistiquées pour décrire le comportement des géomatériaux. De nombreux modèles pour différents types de matériaux ont été développés pendant les deux dernières décennies, LADE (1977), DESAI et SALAMI (1987), DARVE (1978), VALANIS et READ (1982), NOVA et HUECKEL (1982)... Si ces modèles décrivent assez correctement les principaux phénomènes physiques du comportement des matériaux, l'estimation, à partir des essais au Laboratoire, d'un nombre assez important de paramètres introduits dans ces modèles, est souvent une tâche difficile. En général, ces paramètres sont calés à partir des essais au Laboratoire définis a priori avec une méthode artisanale comme la technique graphique, ou avec une méthode numérique simple comme les moindres carrés.

Dans cette étude, nous présentons une approche probabiliste pour la détermination des paramètres des modèles rhéologiques sophistiqués en utilisant une théorie des problèmes inverses, (TARANTOLA, 1987). Dans cette démarche, l'estimation des paramètres est considérée comme un problème inverse, lequel consiste à maximiser l'intersection de deux fonctions de densité de probabilité de type gaussien. La méthode tient compte des incertitudes des mesures expérimentales et des connaissances que l'on peut avoir a priori sur les paramètres des modèles. Elle permet en principe d'estimer les paramètres à partir des essais qui utilisent un chemin de sollicitation quelconque même non homogènes.

Bien que le principe de la méthode présentée soit tout à fait général, il est toutefois nécessaire de souligner que les paramètres d'un modèle rhéologique peuvent en général être distingués en deux types :

- les paramètres « directs » qui peuvent être déterminés à partir des mesures directes au laboratoire comme les paramètres d'élasticité ;
- les paramètres « cachées » dont la détermination à partir des résultats expérimentaux nécessite des dépouillements intermédiaires difficiles comme par exemple les paramètres d'érouissage.

Il est évident que la méthode inverse est d'autant plus intéressante que la procédure directe de détermination des paramètres est compliquée.

## 2. FORMULATION DU PROBLÈME

### 2.1. Définition du problème

Dans la modélisation du comportement des matériaux, la simulation numérique d'essais effectués au Laboratoire, à l'aide d'un modèle, constitue un problème direct qui peut être décrit par la relation suivante :

$$D = F(P, C, S) \quad (1)$$

où  $F$ , la fonctionnelle, représente la loi de comportement,  $C$  l'ensemble des constantes du problème,  $S$  le chemin de sollicitations.  $D$  est la réponse du matériau décrite par le modèle, et  $P$  le vecteur des paramètres.

La détermination des paramètres consiste à trouver  $P$  à partir des mesures expérimentales de  $D$ , notées  $D_m$ . Ceci revient à définir un problème inverse tel que :

$$P = F^{-1}(D_m, C, S) \quad (2)$$

La résolution explicite de ce problème inverse est en général impossible. Il est nécessaire d'utiliser un processus d'optimisation. Le problème consiste donc à déterminer un vecteur  $P$  tel que :

$$D_c = F(P, C, S) \quad (3)$$

et l'on obtient :

$$\text{Min}_P \|D_m - D_c\| \quad (4)$$

où  $D_c$  est le vecteur des réponses calculé par le modèle.

### 2.2. Approche statistique

Afin de résoudre le problème inverse par un processus d'optimisation, nous allons utiliser une approche statistique.

Les mesures expérimentales sont effectuées avec un certain degré d'incertitude. Nous considérons donc que les valeurs expérimentales utilisées dans le problème (2) sont caractérisées par une moyenne  $D_m$  et les écarts-types  $S_1$ . Ainsi  $D_c$  est donc considéré comme une variable aléatoire.

Nous faisons l'hypothèse que la variable aléatoire vérifie la distribution de Gauss. Avec cette hypothèse, nous définissons la fonction de densité de probabilité suivante :

$$f_1(P) = P_1 = \text{constante} \cdot \exp \left( -\frac{1}{2} [(D_c - D_m) C_d^{-1} (D_c - D_m)] \right) \quad (5)$$

Dans cette relation,  $C_d$  est la matrice de variance-covariance calculée à partir des écart-types par :

$$C_d = \begin{bmatrix} S_1^2(1) & 0 & \bullet & 0 \\ 0 & S_1^2(2) & \bullet & 0 \\ \bullet & \bullet & \bullet & \bullet \\ 0 & 0 & \bullet & S_1^2(n) \end{bmatrix} \quad (6)$$

où  $n$  est le nombre de mesures expérimentales.

Etant donné que  $D_c$  est fonction de  $P$ , le problème est donc de trouver  $P$  tel que  $D_c$  donne une valeur maximale pour  $P_1$ . Ceci revient alors à minimiser la quantité  $S_d$  :

$$S_d = (D_c - D_m) C_d^{-1} (D_c - D_m) \quad (7)$$

La résolution de ce problème de minimisation donne parfois plusieurs solutions possibles, comme ce qui est suggéré par la figure 1. Comme les paramètres d'un modèle de comportement représentent en général une certaine signification physique avec une certaine marge

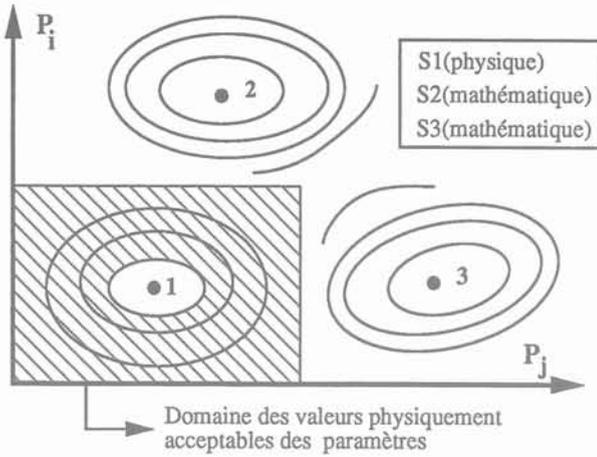


Fig. 1. — *Domaine physique des paramètres.*  
 Fig. 1. — *Physical domain of parameters.*

de valeurs physiquement acceptables, il est nécessaire d'éliminer des solutions qui sont purement mathématiques. Ceci nous amène à définir un domaine physique des paramètres à partir des connaissances a priori obtenues par l'étude théorique du modèle ou l'étude paramétrique.

Pour ce fait, nous considérons les valeurs initiales (ou de référence) des paramètres comme la moyenne  $P_o$ . La marge physique des paramètres est exprimée par les écarts-types  $S_2$ . En utilisant de nouveau la distribution de Gauss, on obtient la fonction de densité de probabilité suivante :

$$f_2(P) = P_2 = \text{constante} \cdot \exp \left( -\frac{1}{2} [(P - P_o) C_p^{-1} (P - P_o)] \right) \quad (8)$$

Dans cette relation,  $C_p$  est la matrice de variance-covariance pour les paramètres définie par :

$$C_p = \begin{bmatrix} S_2^2(1) & 0 & \dots & 0 \\ 0 & S_2^2(2) & \dots & 0 \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ 0 & 0 & \dots & S_2^2(r) \end{bmatrix} \quad (9)$$

où  $r$  est le nombre des paramètres.

La résolution du problème inverse (2) consiste alors à trouver le vecteur  $P$  dans le domaine physique satisfaisant aux conditions (3) et (4). Ceci correspond à définir l'intersection de  $P_1$  et  $P_2$ , donc une fonction globale de densité de probabilité.

$$f(P) = P_1 P_2 = \text{constante} \cdot \exp(-S) \quad (10)$$

avec :

$$S = \frac{1}{2} [(D_c - D_m) C_d^{-1} (D_c - D_m) + (P - P_o) C_p^{-1} (P - P_o)] \quad (11)$$

Ainsi la résolution du problème inverse est transformée en la maximisation de  $f(P)$  donc en la minimisation de la quantité  $S$ . Le vecteur des paramètres à déterminer est celui qui minimise  $S$ .

Il existe différentes méthodes de résolution d'un problème de minimisation (FLETCHER, 1980 ; TARANTOLA, 1987). Pour le problème d'estimation des paramètres, du fait qu'un modèle rhéologique définit une fonction dérivable des paramètres  $D_c(P)$ , la méthode de Gauss-Newton paraît la plus puissante et la plus utilisée. C'est cette méthode qui est retenue dans cette étude. Nous trouverons l'algorithme détaillé de Gauss-Newton dans TARANTOLA (1987) et FLETCHER (1980).

### 3. TEST ET APPLICATION

#### 3.1. Présentation du modèle

La méthode présentée précédemment est utilisée à l'estimation des paramètres d'un modèle élastoplastique pour roches poreuses (SHAO, 1990). Nous donnons une brève présentation de ce modèle. Il s'agit d'un modèle à deux mécanismes de déformation plastique avec un comportement élastique non linéaire. Les fonctions de charge et les lois d'écrouissage sont les suivantes :

- pour le mécanisme hydrostatique :

$$F_c = I_1 - y_c = 0 \quad (12)$$

$$y_c = y_c^o + a P_a \xi_c^n \exp(c \cdot \xi_c) \quad (13)$$

- pour le mécanisme déviatorique :

$$F_d = \left( \frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left( \frac{I_1}{P_a} \right)^m - y_d = 0 \quad (14)$$

$$y_d = y_d^o + \frac{(y_d^o - y_d^o) \xi_d}{b + \xi_d \gamma} \quad (15)$$

Dans les relations précédentes,  $I_1, I_2$  et  $I_3$  sont les trois invariants du tenseur de contraintes.  $P_a$  est la pression atmosphérique exprimée dans les mêmes unités que les contraintes afin d'obtenir des paramètres sans dimensions.  $\xi_c$  et  $\xi_d$  définissent les déformations plastiques équivalentes pour les deux mécanismes plastiques et sont utilisés comme variables d'écrouissage du modèle (SHAO et HENRY, 1990).  $y_c^o$  et  $y_d^o$  représentent les limites d'élasticité initiales du matériau pour les deux mécanismes respectifs et définis par :

$$y_c^o = 3 (P_o + R P_a) \quad (16)$$

$$y_d^o = t (P_o - \sigma_o) / P_a, y_d^o > 0 \quad (17)$$

où  $\sigma_o$  est la contrainte hydrostatique initiale du problème.  $P_o$  et  $t$  sont deux paramètres du modèle.  $R$  est le paramètre représentant la cohésion du matériau. En plus, une translation de l'espace des contraintes est proposée afin de prendre en compte la cohésion des roches :

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} + R P_a \delta_{ij} \quad (18)$$

où  $\delta_{ij}$  est le symbole de Kronecker. Ainsi les invariants utilisés dans le modèle sont calculés avec  $\sigma_{ij}^*$ . Dans la relation (15),  $b$  varie en fonction de  $I_1$  pour mieux interpréter la dépendance du comportement d'écrouis-

sage des roches poreuses de la contrainte hydrostatique :

$$b = \ln (\alpha + \beta (I_1/3P_0)) \quad (19)$$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont deux paramètres du matériau.

Enfin une loi d'élasticité non linéaire est utilisée dans le modèle. Le module de compressibilité  $K$  varie en fonction de  $I_1$  et par contre le coefficient de Poisson  $\nu$  est considéré comme constant :

$$K = K_0 (I_1/3P_0)^n \quad (20)$$

où  $K_0$  est la valeur initiale de  $K$ .

En résumé, ce modèle comprend 13 paramètres qui sont donnés dans le tableau 1. Parmi ces paramètres  $K_0$ ,  $\nu$ ,  $P_0$ ,  $t$ ,  $R$ ,  $m$ ,  $\gamma_d^r$  sont de type direct, dont peuvent être déterminés à partir des mesures directes. Les paramètres  $a$ ,  $n$ ,  $c$ ,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  sont de type caché. Nous présentons par la suite seulement la détermination de ceux-ci ainsi que  $m$  et  $\gamma_d^r$  car ils interviennent dans la loi d'érouissage du modèle par la méthode inverse. C'est sur ce type de paramètres que l'on montrera la performance de la méthode.

Tableau 1. — Paramètres du modèle.

Table 1. — Model parameters.

Paramètres d'élasticité	$K_0, \nu$
Paramètres pour les limites d'élasticité	$P_0, t$
Paramètres de cohésion	$R$
Paramètres à la rupture	$m, \gamma_d^r$
Paramètres d'érouissage hydrostatique	$a, n, c$
Paramètres d'érouissage déviatoire	$\alpha, \beta, \gamma$

Avant d'aborder l'application de la méthode d'inversion à la détermination de ces paramètres, il est utile de préciser le contenu des variables annoncées dans la section précédente. Un modèle de comportement prévoit la réponse d'un matériau soumis à une certaine sollicitation. Cette relation réponse-sollicitation définit la fonctionnelle  $F$  dont la forme explicite est en général impossible à donner. La réponse est conditionnée par le vecteur  $P$  qui contient 13 composantes pour le modèle retenu. Le vecteur  $C$  précise les constantes du problème, telles que le type de chemins de sollicitation (triaxial, œdométrique, drainé, non drainé, etc.) et le nombre d'incrémentes par exemple. Le contenu des vecteurs de la sollicitation  $S$  et de la réponse  $D_c$  dépend du chemin de sollicitation. Pour un essai triaxial drainé à contrainte axiale imposée,  $S$  est composé des incréments de la contrainte axiale et  $D_c$  des incréments de la déformation axiale et celle volumique correspondantes. S'il existe des essais répétés, il sera possible de calculer une moyenne des valeurs expérimentales de ces déformations et des écarts-types associés qui constituent les vecteurs  $D_m$  et  $S_1$ . Enfin, des connaissances a priori sur le domaine des valeurs physiquement acceptables pour les paramètres permettent de déterminer les vecteurs  $P_0$  et  $S_2$ . Par exemple on peut utiliser pour  $P_0$  les valeurs des paramètres utilisées pour un matériau

dont les caractéristiques physiques (la porosité par exemple) sont relativement proches de celles du matériau à étudier.

### 3.2. Tests de la méthode

L'objectif est de tester l'efficacité de la méthode. Le principe de base de ces tests est de créer des courbes de comportement théorique à partir de valeurs imposées des paramètres au modèle. Ensuite, nous prendrons les résultats de la simulation comme la moyenne des résultats expérimentaux artificiels  $D_m$  et nous introduirons des perturbations sur certains des paramètres. Les valeurs perturbées de ces paramètres seront donc utilisées comme  $P_0$ . Enfin, nous utilisons la méthode inverse pour retrouver les valeurs réelles des paramètres perturbés. Dans les tableaux 2 et 3, deux exemples de tests sont présentés. Nous pouvons constater que la méthode inverse donne les valeurs des paramètres avec une bonne précision. Il est clair que la convergence de la méthode sera moins rapide lorsque les valeurs perturbées des paramètres sont plus loin de leurs valeurs réelles.

Tableau 2. — Test sur le paramètre d'érouissage  $a$  avec un essai hydrostatique.

Table 2. — Test on the yielding parameter  $a$  with a hydrostatic test.

Valeur réelle	1 800
Valeur perturbée	1 500
Solution inverse	1 796.92
Nombre d'itérations	4

Tableau 3. — Test sur les paramètres de rupture  $m, \gamma_d^r$  avec un essai triaxial.

Table 3. — Test on the failure parameters  $m, \gamma_d^r$  with a triaxial test.

Paramètres	$m$	$\gamma_d^r$
Valeurs réelles	0,18	59
Valeurs perturbées	0,15	70
Solutions inverses	0,178	58,22
Nombre d'itérations	14	

### 3.3. Applications

Nous présentons deux exemples de détermination des paramètres du modèle élastoplastique choisi pour deux roches très poreuses (craies). Le premier exemple est sur la craie présentée dans la référence (SHAO, 1990 a) (craie blanche 40 % de porosité). Après l'étude théorique et paramétrique du modèle (méthode directe), nous avons utilisé les moyennes et les écarts-types suivants comme information a priori sur les paramètres  $a, n, c, m, \gamma_d^r, \alpha, \beta, \gamma$  (tableau 4).

Tableau 4. — Valeurs initiales et écarts-types des paramètres.

Table 4. — Initial values and standard deviation of parameters.

	P <sub>0</sub>	S <sub>2</sub>
a	1 350	150
n	0,41	0,137
c	15	5
m	0,15	0,049
Y <sub>d</sub> <sup>r</sup>	60	13,3
α	0,975	0,007
β	0,5 × 10 <sup>-3</sup>	0,15 × 10 <sup>-3</sup>
γ	0,75	0,08

Quant aux résultats expérimentaux utilisés, le manque d'essais répétés ne permet pas d'évaluer précisément les moyennes D<sub>m</sub> et les écarts-types S<sub>1</sub>. Des valeurs arbitraires correspondant à 10 % d'erreurs relatives à la courbe moyenne sont introduites pour ce premier exemple comme d'ailleurs pour le deuxième.

Ce premier exemple montre la détermination des trois paramètres d'érouissage hydrostatique a, n, c à partir d'un essai de compression isotrope, ainsi que les autres paramètres à partir des essais triaxiaux. Les valeurs de ces paramètres sont données dans le tableau 5. Dans les figures 2 et 3 sont présentées les courbes comparatives de simulations numériques et expérimentales. Nous remarquons la bonne concordance entre les résultats.

Tableau 5. — Valeurs des paramètres pour l'exemple 1.  
Table 5. — Values of the parameters for the example 1.

a	1 078
n	0,265
c	10,40
m	0,162
Y <sub>d</sub> <sup>r</sup>	59,04
α	0,966
β	5,75 × 10 <sup>-4</sup>
γ	0,95

Le deuxième exemple consiste à déterminer les paramètres retenus à partir d'un essai œdométrique sur une autre craie blanche (craie de 45 % de porosité - SHAO, 1990 b). L'essai œdométrique est l'essai le plus couramment utilisé en génie pétrolier. Il a le désavantage de ne pouvoir être utilisé avec les méthodes directes pour déterminer les paramètres des modèles rhéologiques. Cependant, en utilisant la technique d'inversion présentée ici, les paramètres peuvent être calculés sans difficultés (tableau 6).

Les comparaisons entre la simulation numérique obtenue à partir du tableau 6 et l'expérience sont présentées dans les figures 4 et 5. Nous constatons également de bonnes corrélations qui permettent de conclure d'une part à la qualité du modèle, et d'autres part à la bonne qualité de détermination des paramètres. Il est utile de signaler que la qualité des paramètres obtenus par la présente méthode est liée directement à la qualité de la moyenne D<sub>m</sub> et des écarts-

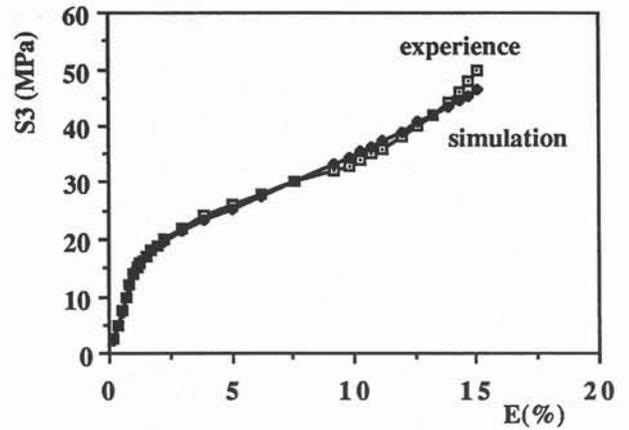


Fig. 2. — Comparaison entre l'expérience et la simulation pour l'essai hydrostatique.

Fig. 2. — Comparison between the experiment and the simulation for the hydrostatic test.

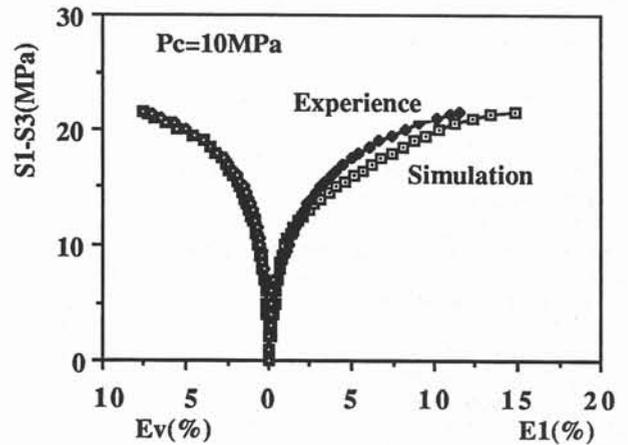


Fig. 3. — Comparaison entre l'expérience et la simulation pour l'essai triaxial.

Fig. 3. — Comparison between the experiment and the simulation for the triaxial test.

Tableau 6. — Valeurs des paramètres pour l'exemple 2.  
Table 6. — Values of the parameters for the example 2.

a	1 897
n	0,435
c	27,27
m	0,245
Y <sub>d</sub> <sup>r</sup>	56,29
α	0,99
β	7,6 × 10 <sup>-4</sup>
γ	0,934

types S<sub>1</sub> pour les résultats expérimentaux. Au point de vue statistique, cette qualité s'améliore lorsque le nombre d'essais répétés augmente. De ce fait, la méthode d'inversion fournit les valeurs les plus probables des paramètres.

### 5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Une méthode basée sur la théorie des problèmes inverses pour l'estimation des paramètres des lois

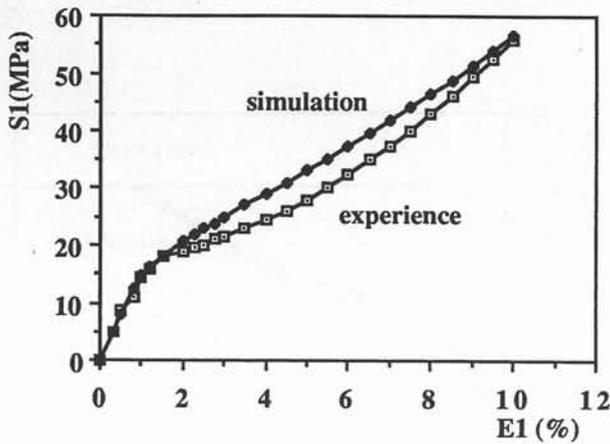


Fig. 4. — Comparaison entre l'expérience et la simulation pour l'essai œdométrique (contrainte axiale).

Fig. 4. — Comparisons between the experiment and the simulation for the œdometric test (axial stress).

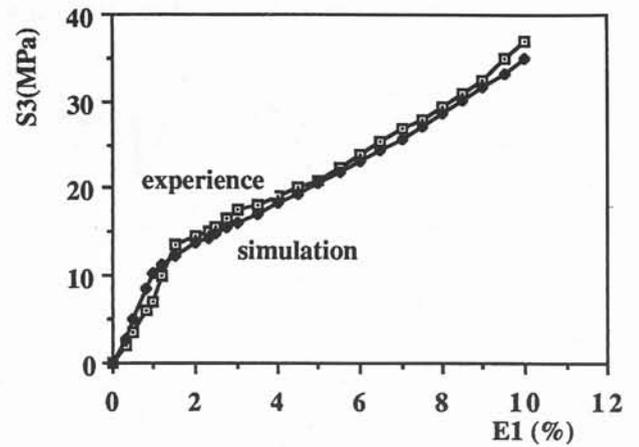


Fig. 5. — Comparaison entre l'expérience et la simulation pour l'essai œdométrique (contrainte latérale).

Fig. 5. — Comparisons between the experiment and the simulation for the œdometric test (lateral stress).

rhéologiques vient donc d'être présentée. Elle considère le problème d'estimation des paramètres comme un problème inverse. La formulation d'un problème d'optimisation qui donne la solution du problème inverse est basée sur une approche statistique. La méthode présentée permet d'estimer les paramètres à partir d'un chemin de sollicitation quelconque dans lequel les paramètres en question sont activés. Les tests et les exemples d'application présentés montrent la performance prometteuse de la méthode. Il est toutefois nécessaire de rappeler que le problème d'une bonne estimation des paramètres des modèles rhéologiques est très complexe et nécessite une bonne connaissance du problème direct. La méthode présentée fournit un outil supplémentaire intéressant, mais ne prétend nullement être universelle. La démarche probabiliste et l'applicabilité à des essais non conventionnels représentent les particularités de cette méthode.

Il est possible de généraliser cette méthode pour déterminer les paramètres à partir d'essais non homogènes, voire d'essais in situ. Enfin, la méthode peut être également un outil intéressant pour étudier la stabilité des modèles par rapport à l'interdépendance des paramètres.

#### BIBLIOGRAPHIE

- [1] CHARLEZ Ph. (1990), *Application des problèmes inverses à la mécanique des roches*. Communication personnelle.
- [2] DARVE F. (1978), *Une formulation incrémentale des lois rhéologiques. Applications aux sols*. Thèse de Doctorat d'Etat, Université de Grenoble.
- [3] DEANATAL J.S. (1987), *Computer-aided calibration of constitutive models*. Constitutive laws for Engineering materials, Theory and applications, Desai et al. (eds), Elsevier, pp. 1181-1188.
- [4] DESAI C.S., SALAMI M.R. (1987), *A constitutive model and associated testing for soft rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 24, n° 5, pp. 299-307.
- [5] FLETCHER R. (1980), *Practical methods of optimization*. John Wiley and sons.
- [6] HUMPHREY D.N., HOLTZ R.D. (1987), *A procedure to determine cap model parameters*. Constitutive laws for Engineering materials, Theory and applications, Desai et al. (eds), Elsevier, pp. 1225-1232.
- [7] JU J.W., SIMO J.C., PISTER K.S., TAYLOR R.L. (1987), *A parameters estimation algorithm for inelastic material model*. Constitutive laws for engineering materials. Theory and applications, Desai et al. (eds), Elsevier, p. 1233-1238.
- [8] LADE P.V. (1977), *Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces*. Int. J. Solids Structures, vol. 13, pp. 1019-1035.
- [9] NOVA R., HUECKEL T. (1982), *A model for soil behaviour in plastic and hysteretic ranges*. Proc. of the international workshop on Constitutive relations for soils, Grenoble, pp. 289-330.
- [10] SHAO J.F., HENRY J.P. (1990 a), *Validation of an elastoplastic model for chalk*. Computers and Geotechnics, 9, pp. 257-272.
- [11] SHAO J.F., HENRY J.P. (1990 b), *Constitutive modelling of chalk behaviour*. Third North Sea Chalk Symposium, Copenhagen.
- [12] TARANTOLA A. (1987), *Inverse problem theory*. Elsevier.
- [13] VALANIS K.C., READ H.G. (1982), *A new endochronic plasticity model for soils*. Soil mechanics Transient and cyclic loads, Pande et al. (eds), John Willey, pp. 375-417.

ACHEVÉ D'IMPRIMER  
SUR LES PRESSES DE  
L'IMPRIMERIE CHIRAT  
42540 ST-JUST-LA-PENDUE  
EN OCTOBRE 1991  
DÉPÔT LÉGAL 1991 N° 6259

IMPRIMÉ EN FRANCE