# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

4/4

GAE G6

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



150 1

1er TRIMESTRE 1991



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE



Directeur de la Publication : P. Habib Président du Comité de Direction : J. Lagardère Comité de Direction : J. Salençon — V. Maury — R. Struillou (Présidents des trois comités) Comité de Rédaction : E. Absi — P. Antoine — F. Bonnechère — Prof. Descœudres — P. Duffaut — J. Kérisel — P. La Rochelle — G. L'Hériteau — P. Londe — L. Parez — F. Schlosser

Commission paritaire nº 60855

ISSN 0181 - 0529

Revue trimestrielle

Abonnement 1991 (numéros 54 à 57) franco 515 F

Prix au numéro franco : 150 F (valable également pour les numéros anciens)

Sommaires des numéros anciens sur demande.

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

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 42.60.34.13 Publicité : OFERSOP 8, bd Montmartre, 75009 Paris - Tél. : 48.24.93.39

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



# REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

N° 54 JANVIER 1991

## sommaire

Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude	
F. Corbetta, D. Bernaud, D. Nguyen Minh	5
Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien H. Josseaume, F. Azizi	13
Le comportement d'interface sol-structure : aspects expérimentaux et numériques <b>M. Boulon</b>	27
Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés M. Bustamante, S. Christoulas, R. Frank	39
Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche JM. Konrad, E. Flavigny, M. Meghachou	53
Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses J. Biarez, F. Ziani	65

# Contribution à la méthode convergence-confinement par le principe de la similitude

Contribution to the characteristic lines method by the principle of the similitude

#### F. CORBETTA, D. BERNAUD, D. NGUYEN MINH

Laboratoire de Mécanique des Solides Centre commun X-ENSMP-ENPC-CNRS U.A. D0317\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 5-11 (janvier 1991)

#### Résumé

La méthode convergence-confinement, très pratique pour le dimensionnement des tunnels soutenus dans les terrains sans effets différés, souffre cependant d'un inconvénient. La convergence acquise par la galerie au moment de la pose du soutènement, en relation avec la distance au front, reste indéterminée.

On propose une méthode simple pour obtenir de façon approchée la déformée de la paroi en fonction de la distance au front et ainsi lever une telle indétermination dans le cas d'un comportement élastoplastique parfait. Cette approximation est validée pour les facteurs de chargement courants.

A l'aide de cette méthode on examinera ensuite les pressions de soutènement et les convergences finales en fonction de la plastification du massif et de la distance au front à laquelle est posé le soutènement.

#### Abstract

The characteristic lines method is very useful for the design of supported tunnels in grounds with no time-dependent effects, but has however a drawback. The convergence of the tunnel when the support is installed, in relation to the distance from the front face, remains undetermined.

A simple method is proposed in order to get a precise assessment of the convergence at the wall related to the distance from the front in the case of an elastic perfectly plastic ground behaviour. This approximation is validated for the usual loading factors.

Using this method, final support pressures and final wall convergences are also investigated according to the ground plasticity and the distance from the front where support is installed.

#### 1. INTRODUCTION

La méthode convergence-confinement, aussi connue sous le nom de méthode des lignes caractéristiques, est une méthode de prédimensionnement des tunnels profonds soutenus représentant la nouvelle approche qui prend en compte l'interaction entre le massif et la structure, par opposition aux anciennes méthodes qui remplaçaient le massif par un système de charges agissant a priori sur le soutènement (méthodes des réactions hyperstatiques), ou qui ne considéraient pas les phases d'excavations (méthodes du solide composite).

La méthode convergence-confinement se place habituellement en symétrie axiale, en considérant une galerie de section circulaire, de rayon R, creusée dans un massif infini, homogène, isotrope. Cette galerie est à une profondeur suffisante pour qu'on puisse négliger la variation de contrainte géostatique entre la voûte et le radier. Avant l'excavation, le massif est soumis à un état initial de contraintes isotrope, caractérisé par la pression P qui résulte du poids des terrains sus-jacents.

L'excavation d'une telle galerie avec la prise en compte de l'effet du front de taille est un problème tridimensionnel, qui peut se ramener à l'étude d'un problème équivalent bidimensionnel en déformations planes (PANET, GUELLEC, 1974). L'effet du passage du front est alors équivalent à la décroissance d'une pression intérieure fictive Pi<sup>f</sup> en paroi, depuis la pression initiale P régnant avec l'excavation, jusqu'à une pression nulle bien après le passage du front (fig. 1).

L'étude d'une section circulaire, dans un massif initialement précontraint, soumise à une pression intérieure Pi en paroi, permet alors de simuler l'effet du passage du front, par la pression intérieure fictive Pi<sup>f</sup>, et l'effet d'un soutènement posé à une distance d du front, par la pression de soutènement Pi<sup>s</sup>.



Fig. 1. — Principe de la méthode Convergence-Confinement (d'après PANET, GUENOT, 1982).
Fig. 1. — Characteristics Lines method principle (from PANET, GUENOT, 1982).

Ceci permet de définir les deux courbes caractéristiques, du massif et du soutènement, qui relient les pressions intérieures respectives Pi<sup>f</sup> et Pi<sup>s</sup> à la convergence radiale relative en paroi u/R. Le point d'équilibre final, une fois que le front de taille s'est suffisamment éloigné, est donné par l'intersection de ces deux courbes caractéristiques respectives (fig. 2).

En élasticité les courbes caractéristiques du massif et du soutènement sont des droites puisque pour le massif :  $u/R = (P - Pi^{f})(1 + \nu)/E$  et pour le soutènement : Pi<sup>s</sup> = K ( $u/R - u_0/R$ ), E et  $\nu$  étant le module d'Young et le coefficient de Poisson du massif, K étant la rigidité du soutènement. Par contre, la courbe caractéristique d'un massif élastoplastique n'est plus une droite et est obtenue à l'aide de solutions explicites (BROWN et al., 1983 ; NGUYEN MINH et al., 1979,...) ou de modèles numériques unidimensionnels (PANET et al., 1974,...).

Tout le problème consiste à déterminer la convergence  $u_0/R$  acquise en paroi de la galerie au moment de la pose du soutènement à une distance D du front ; D étant la distance au front exprimée en rayons D = d/R.

Pour déterminer  $u_0/R$ , la méthode convergenceconfinement utilise le taux de déconfinement  $\lambda$  défini par Pi<sup>f</sup> =  $(1 - \lambda)$  P avec  $\lambda$  croissant de 0 à 1 pour simuler l'avance de l'excavation. Ce taux  $\lambda$  dépend de la distance au front et une fois  $\lambda$  déterminé, on remonte à  $u_0/R$  par l'intermédiaire de la courbe caractéristique du massif. Dans le cas élastique,  $\lambda$  est égal au rapport des convergences respectivement, intermédiaire à une distance d du front, et finale très loin du front. Par contre dans le cas élastoplastique ceci cesse d'être vérifié.



Fig. 2. — Courbes caractéristiques du massif et du soutènement. Fig. 2. — Ground and support characteristic lines.

L'AFTES (Tunnels et Ouvrages Souterrains, 1983, n° 59, p. 230) propose une table de décision pour la relation entre ce taux de déconfinement  $\lambda$  et la distance au front à laquelle est installé le soutènement. Mais cette table ne concerne qu'un comportement élastoplastique purement cohérent du massif et de plus, une certaine imprécision est à noter aux alentours du front : à chaque distance de pose correspond une plage de valeurs. Il est même dit que « si le niveau de précision requis ou si la plastification sont trop importants on devra recourir à l'utilisation d'un modèle numérique. »

Nous avons donc tenté de nous affranchir de l'étape précédente, en cherchant une relation plus directe entre la distance au front et la convergence en paroi correspondante par une étude détaillée des profils de convergence.

#### 2. MODÉLISATION ET CALCULS

Compte tenu des hypothèses faites précédemment, un modèle numérique aux éléments finis a été utilisé en axisymétrie pour l'étude d'une galerie de section circulaire avec front de taille, située dans un massif initialement contraint.

Le comportement du massif est supposé élastoplastique parfait avec des critères de plasticité de type Von Mises et Drucker-Prager. De plus l'incompressibilité élastique du massif est supposée ( $\nu = 0.5$ ), ce qui ne nuit pas à la généralité des calculs, puisqu'on sait que le coefficient de Poisson influe assez peu sur la convergence en paroi d'un massif élastoplastique, mais simplifie les calculs analytiques comparatifs et permet une correspondance simple entre les critères de Von Mises et Tresca d'une part, et de Drucker-Prager et Coulomb dans le cas de l'incompressibilité plastique.

Le modèle numérique utilisé était constitué de 2 400 nœuds correspondant à 600 quadrilatères à 9 nœuds d'interpolation quadratique (élément Q9). Le rapport du rayon extérieur du modèle au rayon intérieur R de la galerie était de 30. Le modèle s'étendait, dans l'axe longitudinal, entre – 20R en amont du front et 40R en aval du front. Une discrétisation fine autour du front de taille a été faite : la totalité du modèle se composait de 80 tranches radiales dans l'axe longitudinal dont plus de la moitié entre – 2R et 2R (fig. 3).

Les données étaient les suivantes P = 4,4 MPa, E = 1 430 MPa,  $\nu = 0,498$ . On a envisagé un comportement de type élastoplastique parfait défini par une cohésion C, un angle de frottement  $\phi$  et un coefficient de dilatance  $\beta$ . Il a aussi été utilisé le facteur de stabilité Ns égal au rapport de la pression initiale P au « seuil de plasticité » R<sub>c</sub>/2, R<sub>c</sub> étant la résistance du massif à la compression simple :

$$Ns = \frac{2P}{R_c} \text{ avec } R_c = \frac{2C\cos\phi}{1-\sin\phi}$$
  
il y a donc plasticité si Ns > 1 )

On a utilisé la méthode dite des « contraintes initiales » avec un algorithme implicite pour résoudre le problème élastoplastique non linéaire et la tolérance de la solution sur le critère de plasticité était de 0,1%.



Fig. 3. — Maillage du modèle. Fig. 3. — Model mesh.

Les calculs ont permis d'aboutir aux profils de convergence radiale relative u/R en paroi en fonction de la distance D au front de taille (fig. 4), ceci pour différents types de comportement élastoplastique parfait ainsi que pour le cas élastique (fig. 4) (Ns = 1).

La vue de ces profils suggère une transformation géométrique qui traduirait la similitude qu'on peut observer sur ces figures, et qui permettrait de déduire les profils élastoplastiques à partir du seul profil élastique. Nous avons donc testé l'homothétie, qui est la transformation la plus simple qui vienne ici à l'esprit.



Fig. 4. — Profils de convergence en paroi u/R en fonction de la distance au front D selon le taux de chargement Ns. Fig. 4. — Profiles of wall convergence u/R versus the distance from the front face D according to the loading factor Ns.

Cette homothétie est définie par son centre qu'on prendra à l'origine, au front de taille actuel, et par son rapport  $\chi$  qui sera défini comme le rapport des u/R en paroi, respectivement plastique et élastique, pour une section très éloignée du front. Il s'agit alors de vérifier que les profils de convergence obtenus par les calculs E.F. satisfont bien à cette homothétie.

Les profils élastoplastiques obtenus par les calculs ont été ainsi comparés avec ceux obtenus par la transformation du profil élastique (fig. 5).

Il est à noter qu'un bon calage est obtenu même pour le cas le plus défavorable qui concerne le milieu purement cohérent avec Ns = 5, qui est considéré comme un cas limite dans la recommandation de l'AFTES citée ; dans ce cas, la précision devient moins bonne près du front avec une sous-estimation maximale sur la convergence qui reste tout de même inférieur à 10 %. Pour les cas courants (Ns < 5) l'approximation est très satisfaisante.

#### 3. DÉTERMINATION PRATIQUE DE LA CONVERGENCE A LA POSE

#### Méthode graphique

La méthode graphique est représentée sur la figure 6.

La droite caractéristique du massif élastique O'A est connue. La courbe caractéristique du massif élastoplastique O'C est obtenue par une solution analytique ou par un modèle numérique unidimensionnel. Le rapport des convergences finales, plastique et élastique, du massif détermine immédiatement le rapport  $\chi = OC/OA$  de l'homothétie. Maintenant le profil longitudinal de convergence élastique va permettre de déterminer u<sub>0</sub>/R grâce à l'homothétie.

Le soutènement est installé à une distance D du front. La première étape consiste à se ramener à une distance  $D/\chi$  et de déterminer la convergence radiale élastique correspondante (point  $\alpha$ ). Le point  $\alpha$  et le centre de l'homothétie O définissent une droite sur laquelle se trouve le point homothétique  $\gamma$  correspondant à une distance de pose D ; le rapport des segments  $O\gamma$  et  $O\alpha$  étant égal à  $\chi$ . L'ordonnée du point  $\gamma$  correspond à la convergence cherchée et il est alors possible de tracer la droite caractéristique du soutènement.

#### Méthode analytique

Le profil élastoplastique a été tracé en pointillés pour bien montrer que l'homothétie permet de l'approximer, mais son tracé n'est plus nécessaire. De même, si on possède une formule explicite pour le profil élastique u/R = f(D) alors on peut aussi se dispenser de tracer le profil élastique puisque l'homothétie donne directement pour le cas élastoplastique  $u_0/R = \chi f(D/\chi)$ .

Un très bon calage a été obtenu avec l'expression suivante dans le cas élastique :

$$\frac{u}{R} = \frac{u_e}{R} [0,29 + 0,71 [1 - exp(-1,5.D^{0,7})]]$$



Fig. 5. — Comparaison des profils de convergence - Eléments Finis/Homothétie. Fig. 5. — Comparison of the convergence profiles - Finite Elements/Similarity.



avec :

$$\frac{u_e}{R} = \frac{1 + \nu}{E} P \text{ (convergence finale élastique)}$$

et D = 
$$\frac{d}{R}$$
 (distance au front).

Cette expression détermine la convergence radiale élastique en paroi de la galerie, à une distance D du front. L'homothétie détermine ensuite la convergence élastique correspondant à cette même distance D du front où est installé le soutènement :



#### Remarque

Le profil de convergence élastoplastique n'est autre que le profil élastique pour une galerie de rayon  $\chi R$ ; la plasticité se traduit donc pour le profil des convergences par une augmentation fictive du rayon de la galerie, dans le même milieu élastique. On retrouve l'idée de rayon équivalent évoquée par KAISER (1981).

#### Conclusions

La convergence  $u_0/R$ , point de départ du tracé de la droite caractéristique du soutènement élastique, dépend donc de la plastification du massif et est donc différente selon chaque facteur de stabilité Ns considéré ; en particulier s'il y a déjà plastification à la pose du soutènement on ne peut pas prendre le même point de départ pour le cas élastique et le cas élastoplastique. Cette distinction selon la plastification tend à réduire les écarts sur les pressions de soutènement finales entre l'élasticité et l'élastoplasticité, voire quelquefois à les inverser.

#### 4. EXEMPLES D'APPLICATION

A titre d'exemple, nous appliquons la méthode au calcul de la pression de soutènement pour un tunnel dans un massif incompressible soumis à une pression géostatique P, et dont le comportement est élastoplastique parfait, défini par un module d'Young E et un critère de Tresca ou de Coulomb, de frottement interne  $\phi$ . Le soutènement est supposé élastique linéaire, de rigidité K. Les résultats sont donnés sous forme de lieu des points d'équilibre final sur les courbes caractéristiques pour diverses rigidités K du soutènement. Les convergences ont été normées par rapport à la convergence finale  $u_e/R = 3P/2E$  du milieu élastique de même module E, et les pressions intérieures par rapport à la pression initiale P. Ceci fait que la pente de la droite caractéristique du soutènement passe de K à  $k_s = 3K/2E$  qui varie pour les soutènements courants de 0,05 à 2 ; du boulonnage à l'anneau en béton dans un massif de module d'Young 1 500 MPa (HOEK, BROWN, 1980).

L'étude porte sur différentes valeurs de la distance de pose D et du facteur de stabilité Ns (fig. 7).

On constate que pour un soutènement suffisamment raide ( $k_s = 2$ ), le taux de pression de soutènement Ps/P peut diminuer lorsque le taux de charge Ns augmente ; ce phénomène a lieu pour les faibles valeurs de Ns ou en deçà d'une certaine distance relative D du front, et son ampleur est accentuée pour le milieu de Coulomb.

Par contre, pour le revêtement souple ( $k_s = 0.05$ ), le taux de pression de soutènement a une évolution



Fig. 7. – Lieu des pressions finales de soutènement Ps et convergences finales u/R selon la distance au front D et le taux de chargement Ns. Fig. 7. – Curves of the final support pressures Ps and final convergences u/R according to the distance from the front D and the loading factor Ns.

classique, il augmente avec Ns. Entre ces deux cas extrême, on a des comportements intermédiaires selon les valeurs de D et de l'angle de frottement interne  $\phi$  du matériau de Coulomb, par exemple le passage de Ps/P par un minimum, ou inversement par un maximum, ou parfois les deux.

Ces résultats mettent ainsi en défaut l'idée classique selon laquelle l'augmentation du taux de plasticité Ns se traduit toujours par une augmentation de la charge sur le revêtement.

#### 5. CONCLUSION

Nous avons présenté une procédure simple pour déterminer, dans le cas d'un comportement élastoplastique parfait, la convergence acquise par une galerie au moment de la pose du soutènement, en relation avec la distance au front de taille. Cette procédure est fondée sur la propriété de similitude de la déformée de la galerie par rapport à sa déformée « fictive » élastique ; elle apporte un complément précieux à la méthode convergence-confinement, et permet de s'affranchir de la détermination du taux de déconfinement  $\lambda$ .

Comme exemple d'application, nous avons étudié de façon systématique l'influence de la distance de pose du revêtement dans le cas du matériau élastoplastique parfait de Tresca et de Coulomb. Cette étude a permis notamment de mettre en évidence un phénomène original, a priori surprenant, à savoir, pour une profondeur donnée, la diminution dans certains cas, surtout près du front, de la pression sur le revêtement lorsque la plastification du terrain augmente ; ce résultat suggère que la pression sur le revêtement peut être interprétée comme une pression mobilisable du terrain, derrière le front de taille, et que sa valeur reste limitée : c'est le terrain élastique qui offre le maximum de pression mobilisable, près de 70 % de la pression géostatique, pour un revêtement infiniment rigide posé immédiatement derrière le front.

Bien entendu, ces résultats ne sont valables que dans le cadre du type de comportement retenu, essentiellement non visqueux ; on ne peut pas par exemple, déduire sans précautions les pressions finales sur le revêtement en se basant seulement sur les caractéristiques à long terme d'un matériau doté d'effets différés.

La méthode s'applique au calcul de prédimensionnement des revêtements de tunnels avec la méthode convergence-confinement, mais aussi à l'interprétation des convergences mesurées in situ où elle constitue une alternative avantageuse à d'autres méthodes empiriques déjà proposées.

Il reste à savoir si la propriété de similitude des déformées du tunnel en arrière du front reste vraie dans le cas d'un comportement élastoplastique plus complexe, incluant notamment de l'écrouissage. Nous sommes persuadés qu'il en est bien ainsi dans le cadre de l'approximation consentie, sous réserve de vérification ; dans ce cas, la propriété aurait un caractère « universel », autrement, elle serait réservée à une certaine classe de matériaux et servirait de référence pratique pour distinguer d'autres types de comportement.

#### BIBLIOGRAPHIE

- AFTES (1983), Recommandations sur l'emploi de la méthode convergence-confinement. Tunnels & Ouvrages Souterrains, n° 59, sept.-oct. 1983.
- BROWN E.T., BRAY J.W., LADANYI E., HOEK E. (1983), Ground Response Curves for Rock Tunnels. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, pages 15-39.
- CORBETTA F. (1990),, Calculs analytiques et numériques de tunnels profonds. Thèse, EMSMP, octobre 1990.
- HOEK E., BROWN E.T. (1980), Underground Excavations in Rock. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 1980.
- KAISER P.K. (1981), A New Concept to Evaluate Tunnel Performance-Influence of Excavation Procedure. Proceedings of the 22<sup>nd</sup> US Symposium on Rock Mechanics, 1981, MIT.
- NGUYEN MINH D., BEREST P. (1979), Etude de la stabilité des cavités souterraines avec un modèle de comportement élastoplastique radoucissant. Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Congress of Rock Mechanics, 1979, Montreux.
- PANET M., GUELLEC P. (1974), Contribution au problème de l'étude du soutènement d'un tunnel derrière le front de taille. Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Congress of Rock Mechanics, 1974, Denver.
- PANET M., GUENOT A. (1982), Analysis of Convergence behind the Face of a Tunnel. Proceedings of the ISRM Symposium : Tunnelling 82', 1982, Brighton.

## Détermination expérimentale de la courbe d'état limite d'une argile raide très plastique, l'argile verte du Sannoisien

Experimental determination of the state boundary curve of a stiff plastic oligocene clay, the Paris area green clay

#### H. JOSSEAUME

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées\*

#### F. AZIZI

#### The Queen's University of Belfast\*\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 13-25 (janvier 1991)

#### Résumé

Cette étude se situe dans le cadre d'un important programme de recherches du LCPC concernant le comportement des argiles et ayant pour objectif le contrôle de la validité des modèles numériques utilisés pour le calcul des ouvrages. Des travaux antérieurs ayant montré que des modèles basés sur le concept d'état limite rendaient bien compte du comportement des argiles molles, une étude expérimentale visant à déterminer si ce concept pouvait être étendu aux argiles raides naturelles a été entreprise. L'article rend compte de cette étude qui a été effectuée sur une argile raide très répandue en région parisienne, l'argile verte du Sannoisien.

L'analyse du comportement de cette argile s'appuie sur les résultats d'essais effectués en laboratoire sur échantillons intacts, notamment :

- d'essais triaxiaux non drainés, en compression et en extension, avec mesure de la pression interstitielle ;

- d'essais triaxiaux de consolidation anisotrope ;

d'un essai triaxial K<sub>o</sub>;

d'essais œdométriques.

Elle permet de conclure à la validité du concept d'état limite dans le cas de l'argile étudiée. On a, en effet, obtenu une courbe d'état limite ayant une forme analogue à celles des courbes d'état limite déterminées antérieurement pour les argiles molles. En revanche, l'étude des vecteurs d'écoulement plastique en plusieurs points de la courbe d'état limite n'a pas permis de conclure quant à la nature de la loi d'écoulement.

#### Abstract

Over the last 15 years, a consistent research programme has been undertaken in the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) regarding the experimental behaviour of natural clays as well as the numerical and theoretical modelling of the complex stress-strain-time relationships of such materials.

Earlier work having shown that the behaviour of natural soft clays could be successfully predicted using models based on the critical state theory, it was decided to take this work a step further and to expand it to natural stiff clays.

This paper describes the experimental programme carried out on a stiff Oligocene clay from the Paris area, better known as the « green clay » because of its colour. The results presented here are obtained from a wide variety of laboratory tests, namely :

- undrained compression and extension triaxial tests with pore pressure measurements,

anisotropic consolidation triaxial tests,

one K<sub>o</sub> test,
consolidation tests.

In terms of elastoplastic analysis, the state boundary curve of the green clay was clearly identified, its shape and position beeing roughly similar to those formerly determined for soft clays. On the other hand, the nature of the flow rule could not be precisely established.

<sup>\*</sup> 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

\*\* Dept. of Civil Engineering, David Keir Building, Stranmilles Road Belfast BT71MM.

#### 1. INTRODUCTION

Depuis une dizaine d'années, les recherches entreprises au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées en vue de la détermination des lois de comportement des argiles naturelles et de l'établissement de modèles numériques applicables au calcul des ouvrages, ont eu pour principal objectif l'étude de la validité des modèles de comportement faisant appel aux concepts d'état limite et d'état critique développés à l'Université de Cambridge au cours de la décennie 1960-1970.

Dans ce cadre, des recherches réalisées entre 1978 et 1983 sur l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts (SHAHANGUIAN, 1980; MAGNAN et al., 1982 ; PIYAL et MAGNAN, 1984 ; MAGNAN et PIYAL, 1985) ont notamment montré que le comportement de cette argile pouvait être considéré comme élastique et anisotrope à l'intérieur d'une surface d'état limite définie par des courbes d'état limite analogues à celles déterminées par TAVENAS et LEROUEIL (1977) pour les argiles sensibles de la vallée du Saint-Laurent ainsi qu'à celles obtenues sur d'autres argiles molles par GRAHAM (1969 et 1974), MITCHELL (1970), BERRE (1972), MAC ROSTIE et al. (1972) et WONG et MITCHELL (1975). Un modèle numérique élastoplastique et anisotrope avec écrouissage (MOURATIDIS et MAGNAN, 1983) a en outre été établi à partir des résultats expérimentaux obtenus pour l'argile de Calzac-les-Ponts.

Les recherches précédentes ont été poursuivies en 1983 par l'étude de la validité des concepts d'état limite et d'état critique dans le cas des argiles raides, sujet qui n'avait, à l'époque, fait l'objet d'aucune publication à l'exception de l'article de BARACOS et al. (1980) sur le comportement de l'argile de Winnipeg. BARACOS et al. concluaient alors à l'existence de la courbe d'état limite de cette argile mais indiquaient que sa détermination était « ambiguë et subjective » et nécessitait des recherches complémentaires. Les recherches relatives à la courbe d'état limite des argiles raides ont consisté en une étude expérimentale du comportement d'une argile raide, plastique et gonflante, très répandue en région parisienne, l'argile verte du Sannoisien. Cette argile a été choisie en raison de sa relative homogénéité et de la similitude de ses propriétés avec celles de nombreuses argiles raides rencontrées en France. Cet article décrit les principales phases de ces recherches réalisées dans le cadre d'un travail de thèse (AZIZI, 1987 ; AZIZI et JOSSEAUME, 1988) et rend compte des résultats les plus significatifs.

#### 2. L'ARGILE VERTE DU SANNOISIEN

L'argile verte du Sannoisien, également connue sous le nom d'argile de Romainville, est une argile tertiaire formée par sédimentation en milieu lagunaire au début de l'époque Oligocène à l'étage du Sannoisien. Elle a été ultérieurement recouverte par des formations qui se sont déposées dans les mêmes conditions (calcaire de Brie, marnes à huîtres, sable de Fontainebleau, meulière de Beauce) et qui sont actuellement totalement ou en grandes parties érodées. L'argile verte qui recouvre une large fraction de la superficie de l'Ilede-France se présente sous la forme d'une couche de 3 m à 7 m d'épaisseur ayant des propriétés géotechniques relativement constantes sur toute son étendue.

L'argile dont le comportement est analysé ci-après a été prélevée à Villejuif (banlieue sud de Paris) dans une zone où son épaisseur varie de 5 m à 7 m et où l'épaisseur des couches qui la recouvrent est actuellement comprise entre 11 et 14 m (fig. 1) alors qu'elle a atteint une valeur maximale estimée à 80-90 m à l'ère tertiaire. L'argile étant le siège d'un écoulement vertical descendant dont le gradient hydraulique est voisin de l'unité (fig. 1), la pression interstitielle y est pratiquement nulle. Les échantillons étudiés ont été extraits de trois sondages au moyen d'un carottier double de 101 mm de diamètre intérieur. Ils ont été conditionnés en vue de leur conservation et stockés en chambre humide avant exécution des essais.

L'examen des échantillons d'argile montre que celleci se présente sous la forme d'un matériau gris-vert, d'apparence homogène ne présentant pas de fissuration apparente. La mesure de leurs caractéristiques d'état et d'identification (dont les valeurs sont regroupées dans le tableau 1) indique que l'argile verte est une argile plastique (représentée par le symbole At-Lt dans la classification des LPC) saturée, très consistante, dont les propriétés sont relativement constantes sur toute la hauteur de la couche.



#### Tableau 1. — Caractéristiques de l'argile verte du Sannoisien à Villejuif.

Paramètre	Plage de variation	Moyenne	
Limite de liquidité	w <sub>1</sub> (%)	60-68	64
Indice de plasticité	1 <sub>p</sub> (%)	31-35	33
Teneur en eau	w (%)	24,2 - 30,3	27,6
Teneur en argile	(%)		60
Poids volumique apparent	(kN/m <sup>3</sup> )	19,4 - 20,4	19,9
Poids volumique apparent sec	(kN/m <sup>3</sup> )	14,9 - 16,4	15,6
Poids volumique des grains	(kN/m <sup>3</sup> )		27,4

Tahle 1	-	Characteristics	of	the	areen	clay
10000 1		in Villeiui	f.	LING	green	Giuy

#### 3. MÉTHODE EXPÉRIMENTALE DE DÉTERMINATION DE LA COURBE D'ÉTAT LIMITE

La méthode retenue est, dans ses grandes lignes, analogue à celle développée par TAVENAS et LEROUEIL (1977) pour l'étude de l'argile de Saint-Alban, qui a mis en jeu des essais triaxiaux classiques, des essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé et des essais œdométriques.

L'étude expérimentale de la courbe d'état limite de l'argile verte a comporté la réalisation :

 d'essais triaxiaux de type consolidé non drainé avec mesure de pression interstitielle sur des éprouvettes cisaillées en compression (essais CIU) et en extension (essais EIU) ;

— d'essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé tels que le rapport des contraintes effectives  $\sigma'_3/\sigma'_1$  reste constant au cours des essais ;

– d'essais œdométriques ;

- d'un essai drainé à déformation radiale nulle (essai  $\mathrm{K_{o}}).$ 

Le passage à l'état limite d'un sol surconsolidé se traduisant par le développement d'importantes déformations irréversibles qui marquent, soit la rupture du sol dans le cas des essais de cisaillement, soit un accroissement fini de sa compressibilité dans le cas des essais de consolidation (passage à l'état normalement consolidé), les points d'état limite de l'argile verte ont été définis à partir des états de contraintes correspondant :

— aux maximums des courbes contraintes-déformations obtenues à partir des essais CIU et EIU effectués dans le domaine surconsolidé ;

— aux coudes des courbes de compressibilité obtenues à partir des essais de consolidation (essais triaxiaux de consolidation, essais œdométriques, essai  $K_0$ ).

#### 4. MATÉRIEL D'ESSAI

Les essais CIU et EIU ont été réalisés au moyen de l'appareillage triaxial classique dont certaines cellules ont été modifiées par l'exécution d'essais en extension.

Les essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé ont été effectués par paliers de chargement discontinus dans des cellules triaxiales équipées de vérins pneumatiques permettant d'appliquer au piston de la cellule un effort axial constant (JOS-SEAUME et MEIMON, 1976).

L'essai  $K_o$  a été réalisé au moyen d'un appareil triaxial asservi comportant une cellule munie d'un équipement spécial pour la mesure des déformations radiales de l'éprouvette, un générateur de pression cellulaire, un générateur de contre-pression jouant également le rôle de volumètre (tous trois construits par le Centre d'études et de construction de prototypes d'Angers), une presse automatique et un microordinateur assurant le suivi des mesures ainsi que le pilotage de la presse et des deux générateurs. Un schéma de cet appareillage est représenté sur la figure 2.

Le système de mesure des déformations radiales est constitué de quatre capteurs de déplacement disposés à l'intérieur de la cellule dans le plan moyen de l'éprouvette et dont les tiges s'appuient sur la membrane qui entoure cette dernière. Ces capteurs sont suspendus à un flotteur annulaire dont la densité est telle que l'ensemble flotteur + capteur est en équilibre dans le fluide de confinement (huile de silicone). Lorsque l'éprouvette se déforme verticalement, les capteurs subissant le même déplacement vertical que les points dont ils mesurent le déplacement radial.

Le générateur de la pression cellulaire est un vérin hydraulique commandé par un moteur électrique. Le générateur de contre-pression, ananlogue au précédent est, en outre équipé d'un capteur de déplacement qui mesure les mouvements du piston du vérin et par suite le volume d'eau rejeté par l'éprouvette ou absorbé par celle-ci.

Le micro-ordinateur connecté à l'ensemble des capteurs et aux moteurs de la presse et des générateurs est un micro-ordinateur LeCroy 3500 équipé d'un convertisseur analogique numérique pour l'acquisition des mesures, d'un convertisseur numérique-analogique pour la commande des moteurs et d'une cartehorloge. Il permet la réalisation d'essais asservis à chemin de contraintes ou de déformations contrôlé.

#### 5. ESSAIS TRIAXIAUX NON DRAINÉS

Les essais triaxiaux non drainés ont été réalisés sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur entourées d'un drain latéral en papier filtre ajouré. Celles-ci ont été consolidées sous des pressions isotropes  $\sigma'_c$  comprises entre 50 kPa et 400 kPa, saturées sous une contre-pression de 400 kPa puis cisaillées en compression ou en extension à une vitesse de déformation axiale de 0,047 %/h correspondant à la plus petite vitesse de la presse et assurant un taux d'uniformisation de la pression interstitielle supérieur à 95 % pour une déformation axiale supérieure à 0,5 %. Onze éprouvettes ont été cisaillées en compression et deux en extension. Leurs caractéristiques ainsi que les principaux résultats des essais ont été présentés dans le tableau 2.

Les courbes contraintes-déformations axiales obtenues pour 6 éprouvettes cisaillées en compression et pour une éprouvette cisaillée en extension sont reportées respectivement sur les figures 3 et 4, les chemins de contraintes suivis au cours de l'ensemble des essais étant regroupés sur la figure 5 sur laquelle est également représentée l'enveloppe de rupture en compression.

On constate que cette dernière est formée de 2 parties distinctes :



Fig. 2. – Schéma de l'appareil triaxial asservi. Fig. 2. – Diagrammatic layout of the computer controlled triaxial testing system.

Tableau 2. – Essais triaxiaux non drainés. Caractéristiques des éprouvettes étudiées et état des contraintes et des déformations axiales à la rupture.

Table 2. - Undrained triaxial tests. Characteristics of the tested samples and stress-strain state at failure.

Eprouvette Sondage []	Eprouvette	Profondeur	Caractéristiques initiales		$\sigma'_{c}$		Rupture	
	(m)	vv (%)	γd (kN/m <sup>3</sup> )	(кра)	€1 (%)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	u (kPa)	
CIU 1 [A]	16,40	24,7	16	50	3,5	135	8	
CIU 2 [A]	16,50	24,4	16,4	100	2,8	200	20	
CIU 3 [A]	16,50	25,0	16,2	200	4,5	220	20	
CIU 4 [A]	16,60	27,1	15,6	350	2,2	340	75	
CIU 5 [D]	18,00	28,7	15,6	50	2,5	135	10	
CIU 6 [D]	18,25	27,6	15,7	100	4,0	195	8	
CIU 7 [D]	17,25	29,0	15,3	150	2,5	200	30	
CIU 8 [D]	17,40	28,9	15,4	200	3,7	210	40	
CIU 9 [D]	17,50	28,2	15,4	300	2,0	300	60	
CIU 10 [D]	18,50	28,0	15,6	350	2,0	325	60	
CIU 11 IDI	17,50	28,7	15,4	400	3.5	405	85	
EIU 1 [D]	16,50	30,3	14,9	100	2,5	- 55	- 35	
EIU 2 [D]	19,50	26,8	15.8	200	3.0	- 63	- 45	





Fig. 5. – Chemins de contraintes suivis au cours des essais triaxiaux non drainés et enveloppe de rupture en compression, Fig. 5. – Effective stress paths followed during the undrained triaxial tests and compression yield envelope.

— la première, non linéaire, correspondant aux plus faibles valeurs de  $\sigma'_c$ , représente les variations de la résistance au cisaillement de l'argile dans le domaine surconsolidé et se confond avec la partie supérieure de la courbe d'état limite ;

— la seconde obtenue pour des valeurs de  $\sigma'_c$  supérieures à 300 kPa est linéaire et est caractérisée pour les valeurs c' = 0 et  $\varphi'$  = 22°. Elle correspond à des essais dans lesquels le déviateur et la pression interstitielle varient peu aux grandes déformations et peut être assimilée à la droite d'état critique de l'argile.

#### 6. ESSAIS TRIAXIAUX DE CONSOLIDATION A CHEMIN DE CONTRAINTES CONTRÔLÉ

Les essais triaxiaux de consolidation à chemin de contraintes contrôlé ont été réalisés sur des éprouvettes de 38 mm de diamètre et de 76 mm de hauteur entourées d'un drain latéral en papier filtre ajouré, la procédure d'essai étant la suivante :

— application d'une pression hydrostatique  $\sigma_3$  égale en valeur absolue à la pression interstitielle  $u_o$  (négative) existant initialement dans l'éprouvette non chargée. Lors de l'exécution des premiers essais,  $\sigma_3 =$  $|u_o|$  était la pression hydrostatique qui, appliquée à drainage fermé, annulait la pression interstitielle à la base de l'éprouvette. Par la suite, on a retenu pour  $|u_o|$  la valeur de  $\sigma_3$  sous laquelle l'éprouvette ne subit aucune variation de volume à drainage ouvert lorsqu'elle est mise en présence d'eau, l'absence de variation de volume étant contrôlée au moyen d'un indicateur de zéro (BERRE, 1981) ;

application d'une contre-pression de 400 kPa ;

— chargement par paliers suivant un chemin de contraintes tel que celui représenté sur la figure 6, le rapport K =  $\sigma'_3/\sigma'_1$  des contraintes effectives n'étant



 Fig. 6. — Chemin de contraintes appliqué au cours des essais triaxiaux de consolidation.
 Fig. 6. — Theoretical effective stress-path followed during anisotropic consolidation triaxial tests.

maintenu constant que lors de la deuxième phase de chargement.

Trois séries de 3 essais correspondant respectivement aux valeurs K = 0,6 ; K = 0,8 et K = 1 ont été réalisées. Les valeurs de  $u_o$  mesurées se situant dans une plage de faible étendue (- 280 kPa >  $u_o$  > -310 kPa), les chemins de contraintes suivis au cours des essais mettant en jeu une même valeur de K étaient pratiquement identiques. Dans tous les essais, les incréments de contraintes appliqués lors de chaque changement de palier correspondaient à un incrément  $\Delta p' = 50$  kPa de la contrainte effective moyenne, la durée d'application de chaque palier étant comprise entre 3 et 5 jours.

Les points d'état limite ont été déterminés à partir des courbes de variation de la déformation volumique  $\epsilon_v$  en fonction de la contrainte moyenne effective p'. Les courbes contraintes-déformations représentées en coordonnées linéaires étant souvent caractérisées par une continuité de courbure qui rend difficile la localisation précise du coude marquant le passage à l'état limite (fig. 7), celui-ci a été déterminé à partir de courbes contraintes-déformations tracées en coordonnées semilogarithmiques, qui se réduisent généralement à deux branches sensiblement linéaires et présentent, de ce fait, une discontinuité marquée (fig. 8). Les valeurs des contraintes à l'état limite obtenues à partir de l'analyse de ces courbes sont présentées dans le tableau 3.

Par ailleurs, les composantes des vecteurs d'écoulement plastique aux points d'état limite ont été déterminées à partir des courbes de variation en fonction de log p' de la déformation volumique  $\epsilon_v$  et de la

déformation de cisaillement  $\gamma = \epsilon_1 - \frac{\epsilon_v}{2}$ 

Dans le domaine plastique, les variations des déformations élastique  $\epsilon^e_v$  et  $\gamma^e$  sont représentées par le prolongement de la première branche linéarisée de ces



Fig. 7. — Représentation en coordonnées linéaires des courbes contraintes-déformations relatives à un essai triaxial de consolidation (éprouvette TC11, K = 0,8).
Fig. 7. — Stress-strain relationships derived from an anisotropic consolidation test and plotted in arithmetic scale (sample TC 11, K = 0,8).



Fig. 8. — Représentation en coordonnées semi-logarithmiques des courbes contraintes-déformations obtenues à partir de 3 essais triaxiaux de consolidation.

Fig. 8. - Stress-strain relationships derived from 3 anisotropic consolidation tests and plotted in semi-logarithmic scale.

Tableau	З.	-	Essais	triaxiaux	de	consolidation.	Caractéristiques	des	éprouvettes	étudiées
				et val	eurs	s des contraint	es à l'état limite			

Table 3. - Anisotropic consolidation tests. Characteristics of the tested samples and yielding stresses.

Eprouvette Sondage []	Profondeur	Caractéristiqu initiales		Etat limite			
	Sondage []	(m)	w (%)	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + 2 \sigma'_3)$	q = $\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
TC 4 [C]	17,30	26,9	15,7	0,6	357	196	
TC 7 [C]	17	28,3	15,5		346	188	
TC 10 [C]	16,90	27,9	15,5		355	194	
TC 5 [C]	16,75	26,5	15,8	0,8	391	90	
TC 8 [C]	17,20	27,5	15,7		376	86	
TC 11 [C]	16,50	29	15,3		370	85	
TC 6 [C]	17,75	24,2	16,2	1	365	0	
TC 9 [C]	17,00	28,7	15,6		345	0	
TC 12 [C]	16,90	28,7	15,5		392	0	

courbes tandis que les variations des déformations totales  $\varepsilon_{\nu}^{t}$  et  $\gamma^{t}$  correspondent à l'autre branche. Dans ces conditions, les incréments de déformation plastique :

$$d \epsilon_{v}^{p} = d \epsilon_{v}^{t} - d \epsilon_{v}^{e}$$
  
et 
$$d \gamma^{p} = d \gamma^{t} - d \gamma^{e}$$

créés par un accroissement des contraintes correspondant à un accroissement dp' de p' sont obtenus à partir de la construction graphique illustrée sur la figure 9. Dans le système de coordonnées  $\epsilon_v$ ,  $\gamma$ ,  $d_{\gamma}^p$  et d  $\epsilon_v^p$  représentent alors les composantes du vecteur d'écoulement plastique correspondant à l'incrément dp'. Les valeurs de d  $\epsilon_v^p$  et de d  $\gamma^p$  obtenues pour dp' = 100 kPa à partir de 6 essais triaxiaux de consolidation sont données dans le tableau 4. Ces résultats font apparaître que les vecteurs d'écoulement plastique ne sont connus qu'avec des marges d'erreur importantes puisque deux vecteurs obtenus à partir d'essais effectués dans des conditions analogues peuvent différer très sensiblement : leurs directions peuvent

Eprouvettes	$K = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$	d ∈ v (%)	dγ <sup>p</sup> (%)	* (°)	$\sqrt{(d\epsilon_v^p)^2 + (d\gamma^p)^2}$
TC 7	0,6	0,70	0.32	27	0,77
TC 10		0,34	0,16	28	0,38
TC 8	0,8	1,16	0	0	1,16
TC 11		0,80	0,08	6	0,80
TC 9	1	0,70	0,07	6	0,70
TC 12		0,34	0,08	15	0,35

Tableau 4. — Essais triaxiaux de consolidation. Vecteurs d'écoulement plastique correspondant à un incrément de contraintes dp' = 100 kPa.

Table 4. - Anisotropic consolidation tests. Plastic flow vectors calculated using a stress increment dp' = 100 kPa.

\* Inclinaison des vecteurs d'écoulement plastique sur l'axe des ε<sub>ν</sub>



Fig. 9. — Détermination des déformation plastiques
 de l'éprouvette TC 11 à partir des variations de ε<sub>y</sub> et de γ
 représentées en fonction de p' dans un système
 de coordonnées semi-logarithmique.
 Fig. 9. — Plastic strains corresponding to sample TC 11.

varier de 9° et leurs modules peuvent varier du simple au double.

#### 7. ESSAIS OEDOMÉTRIQUES

Compte tenu du caractère gonflant de l'argile, les essais œdométriques ont tout d'abord comporté une phase de chargement à gonflement empêché qui a permis de déterminer la pression de gonflement. Le chargement était ensuite poursuivi jusqu'à ce que la courbe de compressibilité devienne sensiblement linéaire, les éprouvettes étant alors soumises à un cycle de déchargement-rechargement (fig. 10). Les résultats de cinq essais sont récapitulés dans le tableau 5.



Fig. 10. – Courbe de compressibilité typique obtenue à partir d'un essai œdométrique (éprouvette O7). Fig. 10. – Typical compressibility curve derived from an oedometer test (sample O7).

On remarque que les valeurs trouvées pour  $\sigma'_p$  sont très dispersées et peuvent difficilement être corrélées à la profondeur des éprouvettes d'essai ou à leur teneur en eau initiale. Cependant, si l'on écarte la valeur  $\sigma'_p = 400$  kPa manifestement irréaliste, l'analyse des résultats obtenus semble indiquer que la pression de préconsolidation moyenne de l'argile est comprise entre 490 kPa (moyenne des valeurs de  $\sigma'_p$ retenues) et 510 kPa (valeur obtenue en admettant une variation linéaire de  $\sigma'_p$  entre 15 m et 20 m) c'est-à-dire qu'elle est approximativement de 500 kPa.

On note que cette valeur est bien inférieure à la plus grande contrainte verticale effective subie par l'argile au cours de son histoire. L'argile ayant été recouverte par 80 m à 90 m de sol en milieu aquifère, cette contrainte était en effet de 800 ka et 900 kPa et, si l'on tient compte des effets de la compression secondaire (BJERRUM, 1973), la pression de préconsolidation de l'argile pourrait être notablement supérieure.

Ceci est corroboré par la valeur  $c_u = 170$  kPa de la cohésion non drainée de l'argile, déterminée dans le cadre d'une étude d'ouvrage intéressant le même site. La valeur actuelle  $c_u$  de la cohésion non drai-

Tableau 5. – Essais œdométriques. Caractéristiques des éprouvettes et principaux résultats d'essais.Table 5. – Consolidation tests. Characteristics of the tested samples and main results.

Eprouvette Profondeur Sondage [] (m)	Profondeur	Caract ini	éristiques tiales	Pression de	Pression de pré-	indice de	Indice de	Coefficient de consoli-
	(m)	w (%)	(kN/m <sup>3</sup> )	gonflement σ'g (kPa)	consolidation σ' <sub>p</sub> (kPa)	Cc	Cs	dation c <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /s)
03 [A]	15	25,1	15,9	340	490	0,14	0,06	10 <sup>-8</sup> à
04 [A]	15	24,4	16,3	330	400	0,14	0,05	
05 [C]	14,35	30,1	15	240	480	0,14	0,06	
06 [C]	14,40	30	14,9	260	460	0,15	0,06	2 × 10 °
07 [D]	19,80	28,7	15,2	300	540	0,13	0,05	

née de l'argile surconsolidée étant inférieure à sa valeur  $c_u^{nc}$  dans l'état normalement consolidé, on peut écrire :

$$\frac{c_u}{\sigma'_n} < \frac{c'_u}{\sigma'_n}$$

avec :

 $\frac{c_{\rm u}^{\rm nc}}{\sigma_{\rm p}'} = 0.11 + 0.0037 \, {\rm I_p}$  (SKEMPTON, 1957)

La valeur moyenne de l'indice de plasticité  $\rm I_p$  étant de 33 % on obtient ;

$$\frac{c_u^{nc}}{\sigma_p^{\prime}} = 0,23$$

d'où :

$$\sigma'_{\rm p} > \frac{170}{0.23} = 740 \text{ kPa}$$

Il apparaît donc que la pression de préconsolidation de l'argile verte en place est au moins de 800 kPa, les valeurs beaucoup plus faibles obtenues à partir des essais œdométriques ne pouvant s'expliquer que par un certain remaniement des éprouvettes d'essai.

#### 8. ESSAI Ko

L'essai K<sub>o</sub> a été effectué sur une éprouvette de 60 mm de diamètre et de 120 mm de hauteur, prélevé à une profondeur de 19,30 m et ayant pour caractéristiques initiales w = 26,3 % et  $\gamma_d$  = 16 kN/m<sup>3</sup>. Compte tenu des dimensions de l'éprouvette et de la faible valeur du coefficient de consolidation de l'argile, la réalisation d'un essai effectivement drainé nécessitait la mise en œuvre d'un système de drainage performant. Aussi a-t-on complété le système classique de drainage périphérique (pierres poreuses et drain latéral en papier filtre ajouré) par un drain axial 6 mm de diamètre, foré sur toute la hauteur de l'éprouvette et rempli de sable fin.

L'éprouvette, montée à sec, a tout d'abord été soumise à une pression hydrostatique de 300 kPa (valeur de  $u_o$  estimée à partir des essais antérieurs) avant saturation du circuit de drainage. Pendant et après cette dernière opération, le volume de l'éprouvette a été maintenu constant en faisant varier la pression hydrostatique  $\sigma_3$  jusqu'à ce que celle-ci atteigne la valeur d'équilibre  $-u_o = 336$  kPa. Les variations de  $\sigma_3$  étaient alors asservies à la condition :

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + 2 \epsilon_3 = 0$$

les déformations relatives axiale et radiale,  $\epsilon_1$  et  $\epsilon_3$ , étant calculées respectivement à partir des mesures effectuées au moyen du capteur de déformation axiale et des capteurs de déformation radiale.

Après application d'une contre-pression  $u_{cp} = 400 \text{ kPa}$ , on a ensuite chargé axialement l'éprouvette à déformation radiale nulle jusqu'à une contrainte verticale effective de 780 kPa. La procédure suivie au cours du chargement a consisté à accroître la contrainte radiale  $\sigma_3$  par paliers de faible amplitude  $\Delta \sigma_3$  et à annuler la déformation radiale  $\Delta$  r correspondante en faisant varier la contrainte verticale  $\sigma_1$  au moyen de la presse, chaque incrément  $\Delta \sigma_3$  étant appliqué après stabilisation dans le temps de la contrainte radiale correspondant au palier précédent. La stabilisation de  $\sigma_1$  et de  $\epsilon_1$  marque en effet la fin de la consolidation à déformation radiale nulle sous la contrainte  $\sigma_3$  et les contraintes effectives correspondant à l'état K<sub>o</sub> sont alors pour le palier considéré :

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u_{cp}$$
 et  $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_{cp}$ 

Au cours de la phase de chargement, les déplacements du plateau de la presse ont été asservis à la condition :

$$\Delta r < 5 \ \mu m$$
 soit  $|\epsilon_3| < 1.6 \times 10^{-4}$ 

La phase de chargement a été suivie par une phase de déchargement à  $\Delta$  r = 0 conduite suivant une procédure analogue.

La courbe de compressibilité de l'argile et le chemin de contraintes effectives suivi au cours de l'essai, tracés à partir des valeurs de  $\sigma'_1$  et  $\sigma'_3$  appliquées à la fin de chaque palier de chargement et de déchargement ainsi que des valeurs correspondantes de  $\epsilon_1$ , sont représentées respectivement sur les figures 11 et 12.

La courbe de compressibilité, assimilable à une courbe œdométrique, conduit aux valeurs suivantes des paramètres de compressibilité de l'argile :



Fig. 11. — Courbe de compressibilité obtenue à partir de l'essai K<sub>o</sub>.





 Fig. 12. — Chemin de contraintes suivi au cours de l'essai K<sub>o</sub>.
 Fig. 12. — Effective stress path followed during the K<sub>o</sub> test.

 $\sigma'_{\rm p}$  = 720 kPa,  $C_{\rm c}$  = 0,34 et  $C_{\rm s}$  = 0,04

qui diffèrent très sensiblement de celles obtenues à partir des essais œdométriques.

On remarque notamment que la valeur trouvée pour  $\sigma'_{\rm p}$  semble beaucoup plus réaliste que celle déduite des essais œdométriques.

La partie du chemin de contraintes correspondant au chargement du sol à des contraintes supérieures à 720 kPa (c'est-à-dire à la valeur de  $\sigma'_1$  au coude de la courbe de compressibilité) se confond avec une droite passant par l'origine. Sa pente, qui correspond à la valeur  $K_o^{nc}$  du coefficient de pression au repos de l'argile normalement consolidée, est d'environ 0,58

c'est-à-dire égale à la valeur  $K_{o}^{nc}$  donnée par la formule de BROOKER et IRELAND (1965) :

$$K_o = 0,95 - \sin \varphi$$

ce qui confirme la valeur  $\sigma'_p = 720$  kPa trouvée pour la pression de préconsolidation de l'éprouvette étudiée. Le point d'état limite est alors défini par les valeurs  $\sigma'_1 = 720$  kPa et  $\sigma'_3 = 406$  kPa des contraintes effectives.

L'argile étant normalement consolidée à la fin du chargement ( $\sigma'_{1max} = 780$  kPa), le rapport de surconsolidation à chaque stade du déchargement a pour v a -

leur  $R_{oc} = \frac{\sigma'_{1max}}{\sigma'}$ . Les variations en fonction de

 $R_{oc}$  de  $K_o$  au cours du déchargement sont alors représentées par une droite de pente 0,6 dans un système de coordonnées bilogarithmique (fig. 13). Il s'ensuit que  $K_o$  évolue en cours de déchargement suivant une loi analogue à la loi de SCHMIDT (1967) :

$$K_o = K_o^{nc} (R_{oc})^h$$
 avec  $K_o^{nc} = 0.58$  et  $h = 0.6$ 

On notera cependant que la valeur de h trouvée pour l'argile verte est notablement plus grande que la valeur de h = 1,2 sin  $\varphi$ ', égale à 0,45 pour  $\varphi$ ' = 22°, proposée par SCHMIDT.

D'autre part, si l'on admet que l'érosion des sols, maintenant disparus, qui constituaient la majeure partie du recouvrement de l'argile verte, s'est déroulée de façon monotone, on peut évaluer la valeur actuelle de K<sub>o</sub> en place au moyen de la formule précédente. La contrainte verticale effective supportée par le sol en place au niveau de prélèvement de l'éprouvette d'essai étant  $\sigma'_{v} = 386$  kPa, on obtient :

$$K_{o} = K_{o}^{nc} \left(\frac{\sigma_{p}}{\sigma'_{v}}\right)^{h} = 0,58$$
$$\left(\frac{720}{386}\right)^{0.6} = 0,84$$



Fig. 13. – Variations du coefficient  $K_o$  en fonction du rapport de surconsolidation au cours de la phase de déchargement de l'essai  $K_o$ .

Fig. 13. — Variation of the Ko values with the overconsolidation ratio during the unloading stage of the  $K_o$  test. Cette valeur est de même ordre que la valeur  $K_o = 0.81$  obtenue à partir de la pression interstitielle  $u_o = -336$  kPa, mesurée au début de l'essai, par l'intermédiaire de la formule :

$$u_o = - \sigma'_v [K_o (1 - A) + A]$$

en tenant compte de la valeur A = 0,3 du coefficient de pression interstitielle (SKEMPTON, 1961).

Elle est également du même ordre que la valeur moyenne de  $K_o$ , déterminée à partir des valeurs les plus fiables de  $u_o$  mesurées au début des essais triaxiaux de consolidation (valeurs mesurées par la méthode de BERRE), qui est de 0,82.

ll apparaît donc que l'essai triaxial  $K_o$  et la méthode de SKEMPTON conduisent à des valeurs comparables de  $K_o$  en place, qui se situent dans la plage 0,80 – 0,85.

#### 9. COURBE D'ÉTAT LIMITE

Les points d'état limite déterminés à partir des divers types d'essais triaxiaux sont représentés dans les deux systèmes de coordonnées p', q et s', t, sur les figures 14 et 15. On constate qu'à l'exception du point d'état limite obtenu à partir de l'essai K<sub>o</sub>, ces points se groupent autour d'une courbe moyenne dont l'intersection avec la droite K<sub>o</sub> correspond à la valeur  $\sigma_1^{*} = 470$  kPa, voisine de la valeur moyenne de  $\sigma_p^{}$ égale à 500 kPa tirée de l'analyse des essais œdométriques. Les résultats expérimentaux sont donc, dans l'ensemble, cohérents et conduisent à une courbe d'état limite qui dans la représentation s', t, a une forme grossièrement elliptique mais n'est pas centrée





sur la droite  $K_{n}^{nc}$  contrairement à ce qui a été trouvé pour les argiles molles.

Cependant, la discussion des résultats des essais œdométriques ayant montré que ces essais sous-estiment sérieusement la pression de préconsolidation de l'argile en place (qui est vraisemblablement supérieure à 800



Fig. 15. – Courbe d'état limite de l'argile verte tracée dans le système de coordonnées s', t. Fig. 15. – State boundary curve of the green clay plotted in (s', t) space.

kPa), il s'ensuit que la courbe d'état limite expérimentale, cohérente avec les résultats de ces essais, ne décrit pas le comportement de l'argile en place mais celui de l'argile dans l'état où elle est arrivée au laboratoire, c'est-à-dire dans un état plus ou moins remanié. Si l'on admet l'unicité de la courbe d'état limite normalisée c'est-à-dire représentée dans des systèmes de coordonnées réduites tels que :

$$\frac{s'}{\sigma'_p}$$
,  $\frac{t}{\sigma'_p}$  ou  $\frac{p'}{\sigma'_p}$ ,  $\frac{q}{\sigma'_p}$ 

(TAVENAS et LEROUEIL, 1978 ; MAGNAN et al., 1982), la courbe d'état limite de l'argile en place se déduit de la courbe expérimentale par une homothétie de rapport  $\sigma'_p/\sigma'_1^*$ ,  $\sigma'_p$  et  $\sigma'_1^*$  désignant respectivement la pression de préconsolidation en place et la pression de préconsolidation correspondant à la courbe d'état limite.

Afin de caractériser la loi d'écoulement plastique de l'argile, le plan des déformations plastiques, rapporté aux axes  $\epsilon_v^p$  et  $\gamma^p$ , a été superposé au plan des contraintes, rapporté aux axes p' et q, et les vecteurs d'écoulement plastique dont les composantes ont été déterminées à partir des essais triaxiaux de consolidation, ont été tracés à partir des points d'état limite correspondants (fig. 16). On constate que, si les directions des vecteurs correspondant aux valeurs K = 0.6et K = 0,8 du rapport des contraintes s'écartent assez peu des normales à la courbe, il en va différemment pour les vecteurs correspondant à K = 1. De toute façon, les erreurs assez importantes affectant la détermination des vecteurs d'écoulement plastique et le caractère relativement imprécis du tracé de la courbe d'état limite ne permettent pas de conclure quant au respect de la loi de normalité.

On rappellera que les travaux de GRAHAM et al., (1983) sur l'argile raide de Winnipeg ainsi que ceux de PIYAL et MAGNAN (1986) sur l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts, indiquent que la loi de normalité n'est pas applicable à ces argiles.



Fig. 16. – Vecteurs d'écoulement plastique aux points d'état limite.

Fig. 16. - Plastic flow vectors drawn at yielding points.

#### **10. CONCLUSIONS**

L'étude expérimentale de l'argile verte du Sannoisien a montré que le comportement de cette argile pouvait être décrit à partir des concepts d'état limite et d'état critique. La courbe d'état limite, déterminée à partir d'une procédure analogue, dans ses grandes lignes, à celle proposée par TAVENAS et LEROUEIL (1978) et tracée dans le système de coordonnées s', t, a une forme grossièrement elliptique comparable à celles des courbes d'état limite obtenues pour les argiles molles mais n'est pas centrée sur la droite  $K_n^{nc}$ .

Cependant l'étude n'a pas permis de caractériser la loi d'écoulement plastique le long de la courbe d'état limite, qui, par ailleurs, n'est pas représentative du comportement de l'argile verte en place, les échantillons essayés n'étant pas parfaitement intacts. Si l'on admet l'unicité de la courbe d'état limite normalisée, la courbe d'état limite en place est homothétique de la courbe expérimentale, le rapport d'homothétie étant déterminé par la pression de préconsolidation de l'argile en place.

Des recherches complémentaires, mettant notamment en jeu des échantillons de meilleure qualité (blocs ou échantillons de gros diamètre prélevés au moyen de carottiers élaborés) et un plus grand nombre d'essais, sont donc nécssaires pour déterminer avec précision la courbe d'état limite de l'argile verte en place et pour préciser sa loi d'écoulement. Elles devront également étudier le comportement de l'argile à l'intérieur de la courbe d'état limite.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient MM. J.-P. STEMPFELET et M. DAURADE pour leur importante contribution aux études expérimentales dont il est rendu compte dans cet article.

#### BIBLIOGRAPHIE

- AZIZI F. (1987), Loi de comportement des sols raides (détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville). Thèse de Doctorat de l'Université Technique de Compiègne 188 p.
- AZIZI F., JOSSEAUME H. (1988), Loi de comportement des sols raides (détermination de la courbe d'état limite de l'argile verte de Romainville). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport des Laboratoires. Série : Géotechnique — Mécanique des Sols — Science de la Terre. GT 33, 188 p.
- BARACOS A., GRAHAM J., DOMASCHUK L. (1980), Yielding and rupture in a lacustrine clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, n° 4, pp. 559-573.
- BERRE T. (1972), Sammenheng mellom tid, deformasjoner og spenniger for normal konsolidierte marine leirer. Proc – Nordic Conf. on Soil Mechanics, Trondheim.

- BERRE T. (1981), *Triaxial testing at the Norwegian Geotechnical Institute.* Norwegian Geotechnical Institute, Oslo Publication n° 134.
- BJERRUM L. (1973), Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally instable soils (collapsible, expansive and others). Proc. of the 8<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng. Moscow. Vol. 3, State-of-the-Art Report, Session 4, pp. 111-160.
- BROOKER E., IRELAND H. (1965), Earth pressure at rest related to stress history. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 2, n° 1, pp. 1-15.
- GRAHAM J. (1969), Laboratory results from Mastemyr quick clay after reconsolidation to the in situ stresses. Norvegian Geotechnical Institute, Oslo, Internal Report, pp. 372-375.
- GRAHAM J. (1974), Laboratory testing of sensitive clay from Lyndhurst, Ontario. Civil Engineering Research Report 74-2. Royal Military College, Kingston, Ontario, Canada.
- GRAHAM J., NOONAN M.L., LEW K.V. (1983), Yield states and stress-strain relationships in a natural plastic clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, n° 3, pp. 502-516.
- JOSSEAUME H., MEIMON Y. (1976), Détermination de la loi de comportement des argiles molles en laboratoire. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Stabilité des talus. N° Spécial III, 2 — Déblais et remblais, pp. 117-127.
- MAC ROSTIE G.C., BUR K.N., MITCHELL R.J. (1972), The performance of tied-back sheet-piling in clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, n° 2, pp. 206-218.
- MAGNAN J.P., SHAHANGUIAN S., JOSSEAUME H. (1982), Etude en laboratoire des états limites d'une argile molle organique. Revue Française de Géotechnique, n° 20, pp. 13-19.
- MAGNAN J.P., PIYAL M. (1985), Mesure des paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac dans le domaine surconsolidé. Revue Française de Géotechnique, n° 33, pp. 5-18.
- MITCHELL R.J. (1970), On the yielding and mechanical strength of Leda clays. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, n° 3, pp. 297-312.

- MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983), Modèle élastoplastique avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 121, 124 p.
- MOURATIDIS A., MAGNAN J.P. (1983), Un modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour les argiles molles naturelles : Mélanie. Revue Française de Géotechnique, n° 25, pp. 55-62.
- PIYAL M., MAGNAN J.P. (1984), Paramètres d'élasticité anisotrope de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts à l'état surconsolidé. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 131, 108 p.
- PIYAL M., MAGNAN J.P. (1986), Destructuration et déformations de l'argile molle organique de Cubzac-les-Ponts. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport des Laboratoires. Série : Géotechnique, Mécanique des Sols, Science de la Terre. GT 14.
- SCHMIDT B. (1967), Lateral stresses in uniaxial strain. The Danish Geotechnical Institute, Copenhague. Bulletin n° 23, pp. 5-31.
- SHAHANGUIAN S. (1980), Loi de comportement des argiles molles. Détermination expérimentale des courbes d'état limite de l'argile organique de Cubzac-les-Ponts. Thèse de Docteur Ingénieur de l'Université Pierre et Marie Curie (Paris). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris. Rapport de recherche LPC n° 106, 74 p., 1981.
- SKEMPTON A.W. (1957), Discussion on the planning and design of the new Hong Kong. Airport. Proc. Inst. Civ. Engrs. Vol. 7, pp. 305-307.
- SKEMPTON A.W. (1961), Horizontal stresses in an overconsolidated Eocene clay. Proc. of th 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Paris. Vol. 1, pp. 351-357.
- TAVENAS F., LEROUEIL S. (1977), Effects of stresses and time on yielding of clays. Proc. of the 9<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics and Found. Eng., Toyko. Vol. 1, pp. 319-326.
- WONG P.K.K., MITCHELL R.J. (1975), Yielding and plastic flow of sensitive cemented clays. Géotechnique, Vol. 25, n° 4, pp. 763-782.

### Le comportement d'interface sol-structure : aspects expérimentaux et numériques

Basic features of soil-structure inferface behaviour

#### M. BOULON

Maître de Conférences à l'Université Joseph-Fourier de Grenoble Chercheur à l'institut de Mécanique de Grenoble, UMR 101\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 27-37 (janvier 1991)

#### Résumé

L'auteur présente tout d'abord quelques données concernant le frottement latéral le long des pieux ancrés dans le sable pour ensuite examiner l'essai élémentaire correspondant (un test de cisaillement direct entre sol granulaire et matériau de construction). L'influence des conditions initiales et le chemin imposé sont mis en évidence.

Le comportement correspondant est décrit grâce à un modèle d'interface utilisant les concepts de dépendance directionnelle et d'interpolation rhéologique ; dans cette approche, les chemins de base sont des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante, à volume constant, ainsi que des chemins pseudo-œdométriques. La loi incrémentale correspondante, entre contraintes de contact et déplacements relatifs, est intégrée numériquement le long de divers chemins et comparée à des essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée. On montre que la contrainte de cisaillement maxima mobilisée est une fonction monotone de ce paramètre de rigidité.

Une application par la méthode des éléments finis, comparant les prédictions de divers modèles d'interface, dont le précédent, montre l'influence du paramètre principal qu'est le taux de dilatance.

Une évaluation simplifiée du frottement latéral mobilisé le long des pieux, ancrages, clous, est ensuite proposée en vue de l'utilisation dans la méthode des courbes (t-z). Une attention particulière est portée à la détermination de ces courbes, soit à partir d'essais spéciaux de cisaillement direct, soit à partir du modèle théorique d'interface.

#### Abstract

Firstly experimental data of friction along piles in sand are presented; the corresponding element test (direct shear test between a granular soil and a rough construction material) is described, showing the effect of the initial conditions and of the prescribed path.

The phenomenon is described by a mathematical model of interface behaviour which employs the concepts of directional dependence and rheological interpolation. The element tests used in that approach are direct shear tests at constant normal stress, at constant volume, and (pseudo) oedometers. The resulting incremental relationship between contact stresses and relative dispacements is numerically integrated for several loading conditions and compared with direct shear experiments at prescribed normal stiffness. It is shown that the maximum mobilized shear stress during such a test can be considered as a monotonic function of this stiffness parameter.

A finite element application comparing the predictions of various interface constitutive equations (among them the previous one) shows the influence of the main parameter being the dilatancy rate.

A simplified evaluation of the mobilized friction shear along piles, anchors, nails, is then proposed for use in the so-called t-z curves method. Attention is focussed on the determination of these curves, either from special direct shear tests or from the theoretical interface model.

Domaine Universitaire, BP 53 X, 38041 Grenoble Cedex.

#### INTRODUCTION

L'examen d'essais d'arrachement de pieux ou d'ancrages in situ, ou d'essais sur pieux-modèles en laboratoire pose question quant à la modélisation des phénomènes observés. Par exemple, le cisaillement mobilisé durant un essai d'arrachement peut présenter un écart considérable par rapport aux prédictions supposant un état initial « au repos », Ko, autour de l'inclusion. Dans le cas des pieux battus dans le sable par exemple, COYLE et CASTELLO [6] ont mesuré des valeurs élevées du coefficient K de pression latérale des terres sur le fût (plus de 1,8). Bien entendu, cet effet mesuré par de nombreux auteurs doit être mis en rapport avec une contrainte normale latérale, induite pendant l'arrachement, bien supérieure à celle de l'état Ko. Une interprétation équivalente est basée sur le concept de coefficient de frottement apparent tgδ<sup>\*</sup>, développé par SCHLOSSER et ELIAS [16], GUILLOUX et al. [8], et qui décroît avec le niveau de contrainte.

Des essais très fiables d'ancrages, réalisés en laboratoire par WERNICK [17], et de pieux modèles par PUECH et al. [12], montrent que cet effet existe même pour les inclusions moulées. L'ensemble de ces observations prouve que le système de contraintes latérales varie le long des inclusions non seulement pendant leur phase d'installation (ce qui se conçoit bien dans le cas des pieux battus et foncés), mais aussi sous charge de service. Nous nous proposons de développer ci-dessous un modèle d'interface capable de décrire le frottement latéral le long des inclusions ancrées dans les sols grossiers, dans le cas « moulé », processus d'installation excluant les grandes déformations. Ce modèle fait suite à nos études précédentes, et s'en distingue par le fait que nous sommes maintenant en mesure de décrire les fortes contractances (chutes de résistance) dues à la rupture des grains.

#### 1. L'ESSAI ÉLÉMENTAIRE

Depuis fort longtemps, FEDA [7] a décrit l'essai de cisaillement direct comme une simulation physique élémentaire du frottement latéral le long des inclusions dans le sol. SCHLOSSER et GUILLOUX [15] ont étudié les relations entre le cisaillement direct à volume constant et le frottement latéral le long des ancrages. POTYONDY [13] et plus tard BRUM-MUNDS et LÉONARDS [4] ont examiné les propriétés de contact entre le sable et divers matériaux de construction rugueux, à partir d'essais de cisaillement direct à contrainte normale constante dans un appareil de cisaillement modifié (l'une des demi-boîtes étant remplacée par le matériau de construction). Le premier problème à se poser est celui de l'homogénéité du test : on admet généralement que l'essai de cisaillement direct n'est pas fiable parce que contraintes et déformations ne sont pas homogènes au sein de l'échantillon ; cette affirmation concerne l'échantillon en tant que milieu continu équivalent ; en effet, si le test est considéré comme un essai relatif à une surface de contact (en raison de l'intense localisation) et non comme un essai relatif au volume entier de l'échantillon, le critère d'homogénéité est requis seulement le long de la surface de discontinuité de déplacement. De plus, l'expérience montre que la bande de cisaillement naissant au cours du cisaillement direct reste concentrée dans son domaine d'origine. En conséquence, nous adapterons le critère d'homogénéité en le souhaitant vérifié dans la bande de cisaillement seulement. De nombreux essais visualisés (rayons X par SCARPELLI et WOOD [14], stéréophotogramétrie par CICHY et al. [5]) ont montré que cette condition est bien réalisée dans l'essai de cisaillement direct, sauf au tout début de l'essai. Mais ce résultat cinématique n'exclut pas une non homogénéité possible concernant le niveau de contrainte au sein de la bande de cisaillement générée dans l'appareil de cisaillement direct plan. Notons d'ailleurs que la « vraie boîte de cisaillement » proposée par WERNICK [17] ne peut qu'accroître cette hétérogénéité.

Le comportement d'interface sol-structure considéré comme un comportement de surface ou de contact avec frottement (il s'agit alors d'un milieu continu bidimensionnel) est une approche pragmatique adoptée afin de décrire la cinématique fort complexe (grandes déformations, grandes rotations, grands déplacements relatifs et grandes rotations des grains euxmêmes) qui intervient entre les deux faces de la bande de cisaillement située dans le sol, le long de la structure, dans le cas bidimensionnel représenté figure 1.

La bande de cisaillement constituant l'interface solstructure ne peut être isolée sous peine de modification irrémédiable de son comportement. C'est la raison pour laquelle l'essai de cisaillement direct doit être interprété en considérant deux parties de l'échantillon (cf. fig. 2) : la partie inférieure « active » qui est en contact avec le matériau de construction rugueux et qui constitue l'interface, et la partie supérieure, « passive », choisie aussi fine que possible mais non inexistante, et qui est sollicitée comme un échantillon œdométrique. On notera que actif et passif n'ont rien à voir avec les termes utilisés par les praticiens de la pression des terres.

Etant donné le choix réalisé d'un milieu bidimensionnel équivalent, les variables d'interface ne sont pas







Fig. 2. – Interprétation de l'essai de cisaillement direct. Fig. 2. – An interpretation of the direct shear test.

tensorielles mais vectorielles : ce sont d'une part le vecteur contrainte (l'opérateur n'a accès qu'à une moyenne sur la surface de contact (A) :

$$\underline{\sigma} = \frac{1}{A} \left\{ \int_{A}^{\int_{A} \tau' \, dA} \int_{\int_{A} \sigma'_{n} \, dA} \right\} \left\{ \begin{array}{c} \tau \\ \sigma_{n} \end{array} \right\}$$
(1)

et d'autre part le vecteur déplacement relatif entre les deux lèvres de l'interface :

$$\left[\underline{u}\right] = \begin{cases} [w] \\ \frac{1}{A} \int_{A} [u'] dA \end{cases} \begin{cases} [w] \\ [u] \end{cases}$$
(2)

La boîte de cisaillement annulaire (YOSHIMI et KIS-HIDA [18]) est certainement un outil plus satisfaisant que la boîte plane pour identifier le comportement d'interface, du point de vue des effets de bords, malgré une hétérogénéité radiale inhérente à l'appareil. L'essai de cisaillement direct à contrainte normale constante est si populaire que l'on oublie souvent que des conditions différentes peuvent être imposées à cet essai ; d'autres chemins peuvent être réalisés grâce à la boîte de cisaillement : ainsi, les tests à contrainte normale constante (S) et à volume constant (V) peuvent être considérés comme des chemins de cisaillement extrêmes. Sur la figure 3 sont représentés des résultats concernant le sable grossier siliceux d'Hostun (d<sub>50</sub> = 0,74 mm), à densité initiale élevée ( $\gamma$  = 16,7 kN/m<sup>3</sup>, D<sub>r</sub> = 0,9) et faible contrainte normale initiale ( $\sigma_{r_n}$  = 12,5 kPa). Le matériau de construction rugueux a été obtenu par collage de sable identique sur une plague métallique. La grande différence existant entre les deux tests (d'où l'appelation d'essais extrêmes) est évidente, spécialement du point de vue de la contrainte de cisaillement mobilisée à déplacement relatif tangentiel égal, ou encore si l'on compare l'évolution du vecteur contrainte dans le plan  $(\tau, \sigma_n)$ ; lors de l'essai (V), l'extrémité du vecteur contrainte remonte la courbe intrinsèque résiduelle après l'avoir traversée en raison de la forte densité initiale du sable, puis redescend le long de celle-ci ; si l'essai se poursuivait (l'amplitude du déplacement relatif tangentiel est limitée à 30 mm sur la boîte de cisaillement plan) la liquéfaction statique pourrait être atteinte. Ces tests mettent en évidence les aspects



Fig. 3. – Essais de cisaillement extêmes sur sable d'Hostun dense à faible contrainte normale initiale. Fig. 3. – Extremal direct shear tests on dense Hostun sand, at low initial normal stress.

cinématiques et statiques de la dilatance localisée, mais également le comportement contractant du même sable lors d'un cisaillement de grande ampli-tude, c'est-à-dire après le pic du test (V). La figure 4 permet d'observer le comportement du même sable selon les chemins (S) et (V), à partir de conditions initiales « opposées », c'est-à-dire faible densité initiale ( $\gamma = 15.4 \text{ kN/m}^3$ , D<sub>r</sub> = 0.3) et contrainte normale initiale élevée ( $\sigma_{r_n} = 1.061 \text{ kPa}$ ). La tendance contractante est ici prépondérante, rendant les tests (S) et (V) sensiblement équivalents en ce qui concerne le cisaillement maximum mobilisé. L'ensemble des figures 3 et 4 permet de souligner la différence essentielle existant entre l'essai triaxial non drainé et l'essai de cisaillement direct à volume constant : l'intense rupture de grains liée à la localisation de l'énergie plastique dans la bande de cisaillement (lors du cisaillement direct) induit un effet contractant permanent (dès le début de l'essai, même si les modifications de l'assemblage des grains masquent le phénomène. -HOTEIT [9] -. Ceci exclut évidemment toute notion d'état critique. On remarquera toutefois que globalement, toute perte de matériau pendant l'essai peut apparaître comme une contractance ; sans modification d'assemblage ; ce défaut est possible, quoique limité, avec la boîte de cisaillement plan.

#### 2. MODÈLE D'INTERFACE SOL-STRUCTURE

Le paragraphe précédent nous a permis de mettre en évidence les aspects du comportement liés au chemin pour des matériaux non visqueux comme les sables. Nous avons développé les bases d'un modèle tridimensionnel d'interface sol-structure incluant les axes matériels et l'outil expérimental susceptible de donner accès aux paramètres du modèle (BOULON [13]) ; nous nous attacherons ici à décrire le cas bidimensionnel, plus couramment utile. Nous considérons les vitesses de contrainte et de déplacement relatif tangentes au chemin courant :

$$\frac{\dot{\sigma}}{\sigma} = \left\{ \begin{array}{c} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma} \\ \sigma_{n} \end{array} \right\} \qquad \underbrace{\left[ \dot{\underline{u}} \right]}_{\underline{u}} = \left\{ \begin{array}{c} [w] \\ [u] \\ [u] \end{array} \right\} \tag{3}$$

Une définition unique du chemin et la nécessité de comparaison des chemins entre eux suggèrent une normalisation du chemin tangent. Un choix formel doit également être réalisé en vue de définir la sollicitation tangente et la réponse tangente. Les comportements donnant naissance à des pics de contraintes interdisent de choisir la vitesse de contrainte comme sollicitation tangente. Les chemins tangents sont donc normés par :

$$|[\dot{u}]|| = ([\dot{w}]^2 + [\dot{u}]^2)^{1/2}$$
 (4)

d'où les paramètres réduits caractérisant le chemin tangent :

sollicitation :  $\begin{pmatrix} \lambda \\ \mu \end{pmatrix} = \frac{1}{||[\underline{\dot{u}}]||} \begin{pmatrix} \dot{w} \\ \dot{w} \end{bmatrix}$ 



Fig. 4. — Essais de cisaillement extrêmes sur sable d'Hostun lâche à contrainte normale initiale élevée. Fig. 4. — Extremal direct shear tests on loose Hostun sand, at high initial normal stress.

réponse : 
$$\begin{cases} \xi \\ \eta \end{cases} = \frac{1}{||[\underline{u}]||} \begin{cases} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma}_n \end{cases}$$
 (5)

Dans l'espace des sollicitations incrémentales  $(\lambda, \mu)$ , tous les chemins possibles sont les points du cercle unité. Les points correspondants de l'espace des réponses incrémentales  $(\xi, \eta)$  sont paramétrés par  $\lambda$ et  $\mu$  liés par une relation  $(\lambda^2 + \mu^2 = 1, \text{ équivalente}$ à (4)) ; ils appartiennent donc à la courbe de réponse (C) présentée à la figure 5.

Afin de préciser cette réponse incrémentale, il est capital d'utiliser l'ensemble des informations possibles ; en d'autres termes, il convient de connaître des points représentatifs de (C) afin de générer la partie inconnue de celle-ci. Dans le cas bidimensionnel, la boîte de cisaillement direct permet des mesures aisées selon six chemins (trois en charge et trois en décharge) (cf. fig. 5). Les chemins 1 à 4 ont été présentés précédemment ; les chemins 5 et 6 sont appelés pseudocedométriques, c'est-à-dire qu'ils représentent des cedomètres après cisaillement, soit la limite d'essais de cisaillement ( $\lambda = 0$ ).

La direction de sollicitation tangente est ainsi définie dans l'espace ( $\lambda$ ,  $\mu$ ). La partie inconnue de (C) est générée par interpolation directionnelle, l'argument de cette interpolation étant la distance angulaire de l'espace ( $\lambda$ ,  $\mu$ ).

Supposons que nous cherchions la réponse incrémentale ( $\xi$ ,  $\eta$ ) correspondant à un chargement incrémental ( $\lambda$ ,  $\mu$ ) donné ; ce chargement est représenté par le point D, d'angle polaire  $\beta$  dans l'espace ( $\lambda$ ,  $\mu$ ) (cf. fig. 6). Chaque chemin de base (repéré par



Fig. 6. — Les paramètres de l'interpolation directionnelle. Fig. 6. — The parameters of the directional interpolation.

l'indice i) est représenté par le point Di correspondant. Soit  $\alpha_i$  l'angle arithmétique séparant les directions ( $\lambda$ ,  $\mu$ ) et ( $\lambda_i$ ,  $\mu_i$ ) ; la réponse tangente est définie comme la somme pondérée :

$$\begin{cases} \xi \\ \eta \end{cases} = \sum_{i=1}^{N} W_i \begin{cases} \xi_i \\ \eta_i \end{cases}$$

avec :

$$\begin{cases} \xi_i \\ \eta_i \end{cases} \neq \begin{cases} \xi_j \\ \eta_j \end{cases}_{\forall i \neq j}$$
 (6)



Fig. 5. – Chargement incrémental et réponse incrémentale. Fig. 5. – Incremental loading and incremental response.

Les N fonctions de pondération Wi sont solution du système algébrique linéaire d'équations caractérisant une interpolation :

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^{N} W_{i} = 1 \\ W_{1} \alpha_{1}^{x} y_{1} = W_{2} \alpha_{2}^{x} y_{2} = \dots = W_{N} \alpha_{N}^{x} y_{N} \quad (7) \end{cases}$$

yi est une fonction de  $\beta$  choisie de manière à assurer des valeurs positives et négatives pour Wi. Le choix le plus simple est la fonction signe :

$$\begin{cases} \beta_{i\cdot 1} \leq \beta \leq \beta_{i+1} : y_i = +1 \\ \beta < \beta_{i\cdot 1}, \beta > \beta_{i+1} : y_i = -1 \end{cases}$$
(8)

D'autres tentatives utilisant des fonctions splines à plusieurs déterminations ont donné de bons résultats dans le cas où les directions des chemins de base sont mal réparties notamment (MARCHINA [10]). La définition précédente est intéressante du point de vue de la continuité de la réponse (la continuité C2 est requise pour les fonctions Wi).

La présentation générale de l'interpolation fait appel à six chemins de base. Dans certaines situations, on utilise moins de six chemins : le premier cas est relatif à celui des chemins de base très proches ; par exemple, un chemin incrémental (S) correspondant à une dilatance très faible est évidemment très proche d'un chemin (V) ; une procédure doit être utilisée, prenant en compte le chemin « moyen » entre ceuxci, afin d'éviter des difficultés numériques.

Le second cas concerne un chargement incrémental à partir d'un état de contrainte situé sur la courbe intrinsèque : aucun chemin de base ne peut correspondre à une sortie du domaine possible pour les vecteurs contrainte ; d'où ici encore une technique spéciale pour éliminer les chemins physiquement inexistants.

S'il s'avère que d'autres chemins, aujourd'hui non réalisables en laboratoire, mais disponibles demain..., soient très caractéristiques du cisaillement direct, ils pourront évidemment être incorporés dans cette formulation, puisque le nombre N de chemins de base n'est évidemment pas limité à 6.

Il est bien connu en rhéologie que la question des variables gouvernant l'état du matériau est l'une des plus délicates à résoudre, et ceci sans données mathématiques, excepté quelques lointaines limites thermodynamiques. Dans notre cas, les chemins de base sont formulés analytiquement, en vue d'une dérivation pour obtenir les chemins tangents (incrémentaux), en utilisant comme ensemble de paramètres d'état s<sub>k</sub> les variables actuelles d'interface ([w], [u],  $\tau$ ,  $\sigma_n$ ) et une densité supposée  $\gamma$  (sous contrainte) au sein de l'interface (MARCHINA [10]). Au vu des succès obtenus en mécanique des joints rocheux, par PLESHA [11] notamment, nous avons l'intention de décrire les modifications de densité sous contrainte nulle ( $\gamma_o$ )

grâce à l'énergie spécifique Ws (t) - t étant le temps, dont l'origine est située au début de l'essai.

$$W_{s}(t) = \int_{\theta=0}^{\theta=t} \left\{ \tau d[w] - \sigma_{n} d[u] \right\}$$
(9)

Cette densité est évidemment à relier à la rupture des grains évoquée précédemment.

L'état actuel de l'interface étant connu par  $s_k,$  et la direction de la sollicitation incrémentale par [w] et [u] (ou  $\lambda$  et  $\mu)$ , l'interpolation rhéologique sur les chemins tangents de base conduit à :

$$\left\{ \begin{array}{c} \cdot \\ \tau \\ \cdot \\ \sigma_{n} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \cdot \tau \ ([w], [u], s_{k}) \\ \cdot \\ \sigma_{n} \ ([w], [u], s_{k}) \end{array} \right\}$$
(10)

Supposant le matériau totalement non visqueux, c'està-dire non sujet à une réponse différée, et à réponse directionnellement dépendante ( $\tau$  et  $\sigma_n$  sont alors des fonctions homogènes de degré 1 en [w] et [u]), les composantes de l'équation constitutive tangente sont données par le théorème d'Euler sur les fonctions homogènes :

$$\left\{ \begin{array}{c} \dot{\tau} \\ \dot{\sigma}_{n} \end{array} \right\} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \tau}{\partial [\dot{w}]} & \frac{\partial \tau}{\partial [\dot{u}]} \\ \frac{\partial \sigma_{n}}{\partial [\dot{w}]} & \frac{\partial \sigma_{n}}{\partial [\dot{u}]} \end{bmatrix} \times \left\{ \begin{array}{c} \dot{w} \\ \dot{w} \\ \dot{w} \\ \dot{u} \\ \dot{u}$$

Ces quatre composantes fonctions de la direction  $(\lambda, \mu)$  ont une expression analytique résultant de la dérivation des fonctions de pondération Wi et des pentes locales des chemins de base.

#### 3. INTÉGRATION NUMÉRIQUE DE LA LOI DE COMPORTEMENT

Lorsque le chemin est donné explicitement par [w(t)] et  $[u(t)] - ou \lambda(t)$  et  $\mu(t) -$ , t étant le temps, la réponse tangente est directement calculée ; ce n'est généralement pas le cas, et une recherche itérative de la direction locale de fonctionnement, correspondant aux données réelles de la sollicitation est alors nécessaire ; ceci met en lumière le caractère formel et relatif des notions précédemment adoptées de sollicitation et de réponse.

La loi de comportement (11) a été principalement intégrée par méthode explicite à pas constant le long de chemins de cisaillement à rigidité normale imposée ; ces chemins sont extrêmement significatifs car ils caractérisent le frottement latéral le long des pieux et autres inclusions ancrées dans le sol. De plus, les essais correspondants de cisaillement direct peuvent être réalisés en laboratoire. Notre modèle a été testé pour le sable d'Hostun moyen ( $d_{50} = 0,74$  mm) à partir des conditions initiales suivantes :

$$\gamma_{\rm o}=17,1~{\rm kN/m^3}$$
 (dense) ;  $\sigma_{\rm n_o}=124~{\rm kPa}$  DR = 0 - 9

Des résultats expérimentaux et numériques typiques (BOULON et al. [1]) de  $\tau$  et  $\sigma_n$  fonction de [w] sont présentés ci-après (fig. 7), pour deux rigidités normales imposées (k = 5 000 kPa/mm et 40 000 kPa/mm).



Fig. 7. – Chemins typiques de cisaillement direct à rigidité normale imposée (k) ; expérience ● et simulation ▲ ; sable d'Hostun dense, σ<sub>no</sub> = 124 kPa. Fig. 7. – Typical direct shear paths at prescribed normal stiffness (k) ; experience ●, simulation ▲ ;

 $\frac{1}{2} rescribed normal sumes (k), expensive 2, similation 2, dense Hostun sand, <math>\sigma_{n_0} = 124 \text{ kPa}.$ 

Des simulations systématiques montrant l'effet de la densité initiale, de la contrainte normale initiale, et de la rigidité normale d'une part, du pas d'intégration d'autre part, ont été obtenues par MARCHINA [10] et comparées aux résultats expérimentaux d'HOTEIT [9]. La comparaison expérience simulation est d'autant moins satisfaisante que les conditions initiales sont proches des limites du domaine d'identification. La forme des réponses incrémentales à divers stades de l'intégration donne une idée de la qualité du modèle ; les résultats présentés (fig. 8) sont relativement « anguleux » car seuls quatre chemins élémentaires ont été

utilisés (pas de chemins pseudo-œdométriques) et de plus les chemins à contrainte normale constante et à volume constant peuvent être peu éloignés.

#### 4. UNE APPLICATION PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La version précédente de ce modèle d'interface, utilisant deux chemins de base (en charge) a été utilisée dans un code éléments finis (méthode déplacements) en vue d'évaluer ses capacités de prédiction



N° 54

Fig. 8. – Quatre réponses incrémentales typiques (sable d'Hostun dense,  $\sigma_{n_0} = 1.061$  kPa, k = 5.000 kPa/mm). Fig. 8. – Four typical incremental responses (dense Hostun sand,  $\sigma_{n_0} = 1.061$  kPa, k = 5.000 kPa/mm).
(BOULON [1]). Nous avons modélisé le comportement d'un pieu modèle en tension ancré dans une cuve à sable. La figure 9 montre les conditions expérimentales et le maillage éléments finis utilisé pour la simulation numérique.



Fig. 9. — L'expérience de validation et le maillage éléments finis correspondant. Fig. 9. — The experiment for validation and the corresponding FEM mesh.

Durant cette expérience, ont été mesurées, la force axiale à divers niveaux du pieu d'une part, et la contrainte normale agissant sur le fût à la profondeur z = 1,44 m d'autre part; on passe aisément de l'effort normal au frottement latéral unitaire local par dérivation, ce qui permet d'accéder au coefficient de pression latérale des terres, K. Ce coefficient représente l'amplification de la contrainte normale agissant sur le fût, entre l'état Ko et l'état actuel. La figure 10 montre l'évolution de ce coefficient K en fonction du déplacement en tête du pieu, pour l'expérience (courbe (0)) et diverses simulations numériques (courbes (1) à (5)). L'expérience inclut des cycles dont l'enveloppe peut être considérée comme la courbe expérimentale à confronter aux simulations.

Le tableau 1 indique brièvement les types de comportements utilisés pour le sol et l'interface sol-pieu dans chaque simulation (le pieu est considéré comme élastique linéaire).

On remarquera qu'une valeur limite est obtenue pour K avec les calculs (2) à (4) — dont le calcul (4) avec la loi d'interface évoquée ci-dessus. Cet exemple montre qu'un modèle réaliste d'interface sol-structure nécessite la prise en compte d'une dilatance contractance non nulle, de niveau variant considérablement au cours d'un cisaillement donné. De plus, l'aspect





de pression latérale des terres (à la profondeur z = 1,44 m). Expérience et simulations numériques.

Fig. 10. — Model pile in tension ensedded in a coarse dense Hostun sand.

Change in the K coefficient of earth pressure (depth z = 1.44 m). Experiment and numerical simulations.

#### Tableau 1. — Lois de comportement utilisées pour le sol et pour l'interface sol-structure dans les simulations numériques (1) à (5).

Table 1. — Constitutive equations used for the soil and the soil-structure interface in the numerical simulation (1) to (5).

Simulation n°	Comportement du sol	Comportement d'interface
1	élasticité linéaire	rigide
2	élasticité linéaire	Coulomb, isovolume
3	directionnellement dépendant	Coulomb, isovolume
4	élasticité non linéaire	directionnellement dépendant
5	élastoplasticité non standard	élastoplasticité non standard

le plus important du sol lui-même affectant les variations du coefficient K est évidemment la compressibilité volumique, directement mobilisée sur « chemin pressiométrique » ; de ce dernier point de vue, de nombreux modèles de sols sont convenables.

# 5. UN MODÈLE SIMPLIFIÉ DE PIEU SOUS CHARGEMENT AXIAL

Les développements précédents permettent de proposer un modèle simplifié de comportement de pieu sous chargement axial. Soit une inclusion ancrée dans le sol orthotrope de révolution, l'axe de l'inclusion étant parallèle à l'axe privilégié d'orthotropie ; on suppose l'axisymétrie autour de cet axe et la déformation plane perpendiculairement à celui-ci, ainsi qu'une mise en place de l'inclusion par moulage in situ (sans expansion). Un cisaillement simple d'intensité rapidement décroissante avec la distance à l'axe se développe dans tout le plan radial au cours du chargement axial de l'inclusion. Supposons que le taux de changement de volume dû à ce cisaillement simple soit faible (c'est le cas pour un cisaillement simple selon les axes d'orthotropie) : le sol supporte alors principalement une sollicitation de type pressiométrique résultant du couplage entre les phénomènes normaux et tangentiels au sein de l'interface. Soit Ep le module pressiométrique (en petites déformations) du sol, supposé dans l'état Ko avant chargement (cf. fig. 11). Au terme d'un chargement axial, l'état de l'interface est représenté par les variables [w], [u],  $\tau$ ,  $\sigma_{\rm h}$ .

L'écriture des compatibilités statique et cinématique à la frontière entre le sol et l'interface (rayon R + e, e << R) donne :

$$E_{p} \simeq \frac{\sigma_{R} - \sigma_{R_{o}}}{\frac{2\pi R[u]}{\pi R^{2}}}$$
(12)

En conséquence, le sol proprement dit agit sur le système interface-inclusion par sa rigidité latérale :

$$k = \frac{\sigma_{\rm R} - \sigma_{\rm R_o}}{[u]} \simeq \frac{2.E_{\rm p}}{\rm R}$$
(13)

La grande importance des essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée apparaît une fois de plus, car les courbes ( $\tau$ , [w]) issues de tels tests sont une bonne approximation des courbes (t-z) mondialement utilisée par les concepteurs de pieux. Des publications précédentes (BOULON [2]) ont réuni quelques données de base (expériences et simulations) sur ces courbes, en fonction de la contrainte normale initiale (profondeur) de la rigidité latérale k et de la densité initiale du matériau. HOTEIT [9] présente l'ensemble détaillé de ces résultats.

#### CONCLUSION

Le comportement d'interface sol-structure doit être pris en considération en tant que tel dans la simulation de l'interaction sol-structure, car la fine couche de contact entre sol et inclusion est sollicitée à un niveau de déformation sans commune mesure avec le reste du sol. La réponse de cet interface est clairement dépendante du chemin suivi et conduit à la mobilisation d'un « frottement apparent ». Les aspects cinématiques de ce comportement englobent toujours une phase dilatante durant une fraction du cisaillement, ce qui conduit à une modification des contraintes de contact. De plus, la rupture des grains a une incidence importante, conduisant fréquemment à la liquéfaction statique. La rigidité latérale imposée par le sol environnant à une inclusion, est un paramètre très significatif ; le frottement apparent résultant de ces deux facteurs (comportement d'interface sol-structure et rigidité latérale) peut être simulé physiquement en laboratoire grâce à des essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée).

#### REMERCIEMENTS

Ces recherches ont été soutenues par le GRECO « Rhéologie des Géomatériaux » qui est vivement remercié.



Fig. 11. – Modèle simplifié d'inclusion sous effort axial. Fig. 11. – Simplified model for an inclusion under axial load.

#### BIBLIOGRAPHIE

- BOULON M., HOTEIT N., MARCHINA P. (1988), A complete constitutive law for soilstructure interfaces. VI Int. conf. on num. methods in Geomechanics (ICONMIG), Innsbrück, Autriche, 1, 311-316.
- [2] BOULON M. (1988), Numerical and physical modelling of piles behaviour under monotonous and cyclic loading. Int. Symposium SOWAS'88, Delft, Pays-Bas, 285-293.
- [3] BOULON M. (1988), Contribution à la mécanique des interfaces sol-structure. Application au frottement latéral des pieux. Mémoire d'habilitation. Université de Grenoble.
- [4] BRUMMUNDS W.F., LÉONARDS G.A. (1973), Experimental study of static and dynamic friction between sands and typical construction materials. J. testing and evaluation, 1, 2, 162-165.
- [5] CLICHY W., BOULON M., DESRUES J. (1987), Etude expérimentale stéréophotogrammétrique des interfaces sols-fondations à la boîte de cisaillement direct. 4<sup>e</sup> colloque franco-polonais de mécanique des sols appliqués, Grenoble, 311-325.
- [6] COYLE H.M., CASTELLO R.R. (1981), New design correlations for piles in sand. J. Geotech. Eng. div. ASCE, 107, GT7, 965-985.
- [7] FEDA J. (1976), Skin friction of piles . Proc. VI ECSMFE, Vienne, Autriche, 1.2, 423-428.
- [8] GUILLOUX A., SCHLOSSER F., LONG N.T. (1979), Laboratory investigation of sand strip friction. Proc. int. conf. on soil reinforcement, Paris, 35-40.
- [9] HOTEIT N. (1990), Etude de cisaillement d'interface à rigidité normale imposée et applications. Thèse, Université de Grenoble.

- [10] MARCHINA P. (1989), Simulation numérique de l'interface sol-pieu par la méthode des équations intégrales aux frontières avec loi d'interface sol-structure. Thèse, Université de Grenoble.
- [11] PLESHA M.E. (1987), Constitutive models for rock discontinuities with dilantancy and surface degradation. Int. Journ. for. num. and anal. meth. in Geomechanics, 11, 345-362.
- [12] PUECH A., FORAY P., BOULON M., DES-RUES J. (1979), Comportement et calcul des pieux à l'arrachement, application aux structures marines. Proc. 7th ECSMFE, Brighton, Grande-Bretagne, 1, 227-232.
- [13] POTYONDY J.G. (1961), Skin friction between various soils and construction materials, Geotechnique, 2, 4, 339-353.
- [14] SCARPELLI G., WOOD D.M. (1982). Experimental observations of shear band pattern in direct shear tests. IUTAM Symposium on deformation and failure of granular materials, Delft, 473-484.
- [15] SCHLOSSER F., GUILLOUX A. (1981), Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de Géotechnique, 16, 65-79.
- [16] SCHLOSSER F., ELIAS V. (1978), Friction in reinforced earth, ASCE Convention, Pittsburgh, USA.
- [17] WERNICK E. (1978), Skin friction of cylindrical anchors in non cohesive soils. Symp. on soil reinforcing and stabilizing techniques, Sydney, Australie, 201-219.
- [18] YOSHIMI Y., KISHIDA T., A ring torsion apparatus for evaluation of friction between soil and metal surfaces. Geotechnical testing journal GTJODJ, 4, 4, 145-152.

# Évaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés

Assessment of some design methods for bored piles

M. BUSTAMANTE, R. FRANK Laboratoire Central des Ponts et Chaussées\* S. CHRISTOULAS Université Technique Nationale d'Athènes\*\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 39-52 (janvier 1991)

#### Résumé

On traite, tout d'abord, du problème de la capacité portante des pieux forés, en confrontant cinq différentes méthodes de calcul à partir d'essais en place, d'origine française et étrangère, aux résultats de 20 essais de chargement de pieux en vraie grandeur. On aborde également le problème du calcul du tassement des pieux isolés et l'on propose des corrélations entre le module pressiométrique ou la résistance au cône et le module du sol, pour l'application de la méthode élastique de POULOS et DAVIS. Enfin, la méthode par fonctions de transfert de charge (courbes de mobilisation du frottement latéral t-z) de FRANK et ZHAO est également appliquée et le logiciel correspondant PIVER est présenté.

#### Abstract

This paper first deals with the problem of the bearing capacity of bored piles by comparing five different design methods based on in-situ testing, of French or foreign origin, to the results of 20 full scale loading tests on piles. The settlement of isolated piles is also dealt with and correlations between the pressuremeter modulus or the cone resistance and the soil modulus is proposed for application of the elastic method of POULOS and DAVIS. Finally, the load transfer method (side friction mobilization curves t-z) of FRANK and ZHAO is also applied and the corresponding computer program PIVER is presented.

\* 58, boulevard Lefebvre, 75732 Paris Cedex 15.

\*\* Polytechnic Campus Zografos, 15700 Athènes, Grèce.

# 1. INTRODUCTION

L'essai de chargement est le moyen le plus efficace pour dimensionner les fondations sur pieux. Son intérêt est encore accru si l'on a pu mettre en place une instrumentation, le long du fût du pieu d'essai, permettant la mesure séparée des frottements latéraux et de l'effort de pointe en fonction des déplacements du pieu.

L'interprétation des résultats peut, soit servir à la justification, a posteriori, du prédimensionnement effectué par une méthode de prévision usuelle, soit constituer un moyen propre de calcul pour la fondation en question.

Par ailleurs, l'exploitation systématique d'essais de pieux existants permet, bien évidemment, une évaluation précise des méthodes de calcul disponibles ou encore la mise au point de méthodes nouvelles. Les règles françaises récentes de calcul de la capacité portante des pieux à partir d'essais pressiométriques ou pénétrométriques, basées sur l'exploitation de nombreux essais de chargement en vrai grandeur (BUS-TAMANTE et GIANESELLI, 1981; LCPC et SETRA, 1985) en est une excellente illustration.

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux nécessite ;

 l'estimation de la capacité portante (axiale) des pieux isolés ;

l'estimation du tassement des pieux isolés sous charge de service ;

- l'estimation des déplacements et des efforts sous charges de flexion ;

- l'estimation d'éventuels effets de groupe.

La présente étude a pour but, d'une part l'évaluation et la comparaison de certaines méthodes étrangères de calcul de la capacité portante (CGS, 1985; DIN 4014, 1977) moins familières aux lecteurs francophones que les méthodes de calcul pressiométriques ou pénétrométriques utilisées en France et, d'autre part l'établissement de corrélations nouvelles entre le module pressiométrique ou la résistance au cône et le module d'Young (ou « module du sol ») pour les pieux forés, afin de pouvoir utiliser la méthode élastique, bien connue, de calcul des tassements selon POULOS et DAVIS (1980). Par ailleurs, certains résultats de calcul des tassements par la méthode pressiométrique de FRANK et ZHAO (1982) sont rappelés.

Ces interprétations sont basées sur les résultats de 20 essais de pieux forés instrumentés, réalisés par les Laboratoires des Ponts et Chaussées, ces dernières années. Ils font partie de la banque de données d'essais de pieux du Laboratoire Central, comprenant à l'heure actuelle 279 essais sur 80 sites différents et 151 pieux, dont 126 étaient instrumentés tout le long du fût. Ces 20 essais ont été choisis au hasard, en cherchant uniquement à couvrir différents types de sols et modes d'exécution de pieux forés.

# 2. PRÉSENTATION DES MÉTHODES DE CALCUL

# 2.1. Capacité portante des pieux isolés

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux peuvent être classées en trois catégories :

 les méthodes « classiques » à partir des essais de laboratoire (caractéristiques de résistance au cisaillement). Ces méthodes sont décrites dans la plupart des cours de mécanique des sols. On peut, notamment, consulter CHRISTOULAS (1988);

— les méthodes dynamiques, que ce soit tant les formules classiques dites de « battage » que les méthodes, plus récentes, utilisant l'analyse de la propagation des ondes (voir BOURGES et FRANK, 1989, par exemple) ;

— les méthodes utilisant directement les résultats d'essais en place : essentiellement, SPT (Standard Penetration Test), CPT (Essai de Pénétration au Cône ou Essai de Pénétration Statique) et PMT (Essai au Pressiomètre Ménard). La description de ces essais peut être trouvée dans ISSMFE-TC 16 (1989) pour le SPT et le CPT et dans AFNOR (1990) pour le PMT.

Le but de la présente étude est d'évaluer :

- la méthode SPT du Canadian Foundation Engineering Manual (CGS, 1985 ; MEYERHOF, 1976), (« méthode 1 ») ;

les 3 méthodes CPT suivantes :

• du Canadian Foundation Engineering Manual (CGS, 1985; « méthode 2 »);

• de la norme allemande DIN 4014 (1977), (« méthode 3 ») ;

• et du Document technique unifié français DTU n° 13.2 (1983) (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981), (« méthode 4 ») ;

et, enfin, la méthode pressiométrique PMT recommandée par le LCPC et le SETRA (1985), suite aux travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981), (« méthode 5 »).

#### 2.1.1. Méthode 1 (SPT, CGS, 1985)

Pour les sols pulvérulents, la charge limite  $Q_1$  d'un pieu isolé est, d'après le Canadian Foundation Engineering Manual :

$$Q_1 = mNA_b + n\overline{N}PD \text{ en }kN \tag{1}$$

avec :

- m : coefficient empirique ;
   m = 120 pour les pieux forés (m = 400 pour les pieux battus) ;
- N : le nombre de coups de l'essai SPT (pour l'enfoncement de 30 cm) au niveau de la pointe du pieu ;
- $A_b$  : l'aire de la section droite de la pointe du pieu, en m<sup>2</sup> ;
- n : coefficient empirique, n = 1 pour les pieux forés (n = 2 pour les pieux battus) ;
- N : le nombre moyen de coups de l'essai SPT le long du fût du pieu ;
- D : la fiche du pieu, en m ;
- P : le périmètre du pieu, en m.

#### 2.1.2. Méthode 2 (CPT, CGS, 1985)

Pour les limons et sables lâches à denses, le Canadian Foundation Engineering Manual propose de calculer la charge limite d'un pieu isolé à partir de résultats de pénétration statique (CPT) de la manière suivante :

$$Q_1 = q_c A_b + f_s PD \tag{2}$$

avec :

- q<sub>c</sub> : résistance au cône (ou résistance de pointe statique) en pointe du pieu, mesurée au CPT ;
- f<sub>s</sub> : frottement latéral local unitaire moyen mesuré au CPT (on recommande l'utilisation d'un cône équipé d'un manchon de frottement).

Notons qu'on recommande, pour les pieux de diamètre B supérieur à 500 mm, de prendre en compte une valeur de  $q_c$  inférieure à la valeur moyenne mesurée, ou même égale à la plus petite valeur mesurée.

Dans la présente étude, ne disposant pas de mesures au manchon de frottement, les corrélations suivantes entre le frottement latéral unitaire local  $f_s$  et la résistance au cône  $q_c$  sont utilisées (d'après SAN-GLERAT, cité par CASSAN (1988), ou notre expérience propre) :

-	sables denses et graviers :	$f_s$	=	$q_c/150$ ;
	sables moyens :	$f_s$	-	$q_c/100$ ;
-	limons et sols intermédiaires :	$f_s$	=	$q_c/60$ ;
-	argiles :	$f_s$	=	$q_c/50$ ;
-	craies :	$f_s$	=	$q_{s}/100$ ;
-	calcaires :	$f_s$	=	$q_{c}/150.$

#### 2.1.3. Méthode 3 (CPT, DIN 4014, 1977)

La norme DIN 4014 Part 2 (1977) s'applique aux pieux forés de grand diamètre (supérieur à 0,5 m le long du fût et à 1 m en pointe).

La pression de pointe q(s) est donnée en fonction du tassement s, respectivement au tableau 1 pour les sols non cohérents et au tableau 2 pour les sols cohérents.

Le frottement latéral limite unitaire  $q_s$  est donné en fonction de la résistance au cône  $q_c$  et de la profondeur pour les sols non cohérents (tableau 3), et en fonction de la cohésion non drainée  $c_u$  pour les sols cohérents (tableau 4). On suppose que  $q_s$  est mobilisé pour un tassement de 2 cm pour les sols non cohérents et de 1 cm pour les sols cohérents.

Les tableaux 1 à 4 permettent donc de construire toute la courbe charge-tassement du pieu. La charge limite  $Q_1$  est obtenue par :

$$Q_1 = q_p A_b + \sum_i q_{si} p_i D_i$$
 (3)

avec :

(

 $q_p=q(s_i)$ : résistance de pointe (charge unitaire limite) où :  $s_1=15\ cm$  pour les sols non cohérents,  $s_1=0.05\ B_b$  pour les sols cohérents,  $B_b$  étant le diamètre de la pointe du pieu ;

 Tableau 1. — Pression de pointe en fonction du tassement en sol non cohérent de résistance moyenne (résistance au cône q<sub>c</sub> comprise entre 10 et 15 MPa) (DIN 4014, 1977)
 Table 1. — Pile base resistance depending on the settlements in non cohesive soil of average strength (penetrometer end bearing pressure q<sub>s</sub> equal to 10 up to 15 MPa

Pieux san	s base élargie
Tassement	Pression de pointe*
s	q(s)
cm	MPa
1	0,5
2	0,8
3	1,1
15**	3,4
Pieux ave	c base élargie
1	0,35
2	0,65
3	0,9
15**	2,4

Valeurs intermédiaires à obtenir par interpolation linéaire.
 \* Tassement supposé pour la charge limite Q<sub>1</sub>.

Tableau 2. – Pression de pointe en fonction	
du tassement en sol cohérent	
moyennement consistant ( $I_c \approx 1$ ) (DIN 4014, 197. Table 2. — Pile base resistance depending	7)
on the settlements in cohesive roughly semi-firm soil (coefficient of consistency $l_c \approx 1$ )	P

Tassement	Pression de pointe*
s	q(s)
cm	MPa
0,2 . $s_1$	0,5
0,3 . $s_1$	0,7
$s_1 = 0,05 B_b^{**}$	1,2

\* Valeurs intermédiaires à obtenir par interpolation linéaire, \*\* s<sub>l</sub> tassement supposé pour la charge limite Q<sub>l</sub>. B<sub>b</sub> = diamètre de la pointe du pieu.

Tableau 3. — Frottement latéral limite unitaire en sol non cohérent (DIN 4014, 1977)

Table 3. — Skin motion values in non-conesive so	Table	3. —	Skin	friction	values	in non-co	hesive	SOI
--	-------	------	------	----------	--------	-----------	--------	-----

Résistance du sol non cohérent	Résistance au cône q <sub>c</sub> MPa	Profondeur m	Frottement Iatéral q <sub>s</sub> MPa
Très faible	< 5		0
Faible	5 à 10	0 à 2 2 à 5 > 5	0 0,03 0,05
Moyenne	10 à 15	0 à 2 2 à 7,5 > 7,5	0 0,045 0,075
Elevée	> 15	0 à 2 2 à 10 > 10	0 0,06 0,1

Tableau	4.	$\sim \sim 10^{-1}$	Frot	ttem	ent	latéra	d lii	mite	unit	aire
			en	sol	col	nérent				
		1.000							- 22	

Table 4. — Skin friction values in cohesive soil

Cohésion non drainée c <sub>u</sub> du sol cohérent MPa	Frottement latéral q <sub>s</sub> MPa
0	0
0,025	0,025
0,1	0,04
0,2	0,05

pi et Di, périmètre du pieu dans la couche de sol i et épaisseur de cette couche, de frottement latéral limite unitaire q<sub>si</sub>.

Quand les hypothèses sur la qualité des sols indiquées aux tableaux 1 et 2 ne sont pas satisfaites, la charge peut être augmentée ou doit être réduite suivant le cas, sur la base de résultats d'essais de chargement ou sur la base de données obtenues pour des pieux comparables dans des conditions de sols comparables.

#### 2.1.4. Méthode 4 (CPT, BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981)

La méthode de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981), reprise par le DTU n° 13.2 (1983), utilise uniquement la résistance au cône q<sub>c</sub> mesurée au CPT. L'expression de la charge limite est la suivante :

$$Q_1 = k_c q_c A_b + \sum_i q_{si} p_i D_i$$
 (4)

avec :

- k<sub>c</sub> : facteur de portance donné au tableau 5, en fonction de la nature du sol, de la résistance au cône q<sub>c</sub> et de la catégorie du pieu ;
- q<sub>s</sub> : le frottement latéral unitaire limite.
  - On prend, en fait :

$$q_s = min (q_c / \alpha; q_{s,max}),$$

les valeurs du coefficient  $\alpha$  et de q<sub>s,max</sub> étant données au tableau 5, en fonction de la nature du sol, de la résistance au cône q<sub>c'</sub> de la catégorie de pieu et de la nature du fût.

#### 2.1.5. Méthode 5 (PMT, LCPC et SETRA, 1985)

La méthode pressiométrique recommandée par le LCPC et le SETRA est largement inspirée des travaux de BUSTAMANTE et GIANESELLI (1981), mais ne lui est pas strictement équivalente. La charge limite d'un pieu isolé est calculée de la manière suivante :

$$Q_1 = [k_p(p_{ie} - p_o) + q_o] A_b + \sum_i q_{si} p_i D_i$$
 (5)

avec :

- k<sub>n</sub> : facteur de portance, donné en fonction de la nature du sol et de la catégorie de pieu au tableau 6 ;
- ple : pression limite équivalente en pointe du pieu (à partir des mesures au pressiomètre entre les niveaux D-a et D+3a, où a = max (B/2; 0,5 m)) :
- po : contrainte horizontale totale au niveau de la pointe au moment de l'essai pressiométrique ;

#### Tableau 5. – Méthode pénétrométrique. Valeurs du facteur de portance $k_c$ et du coefficient $\alpha$ (BUSTAMANTE et GIANESELLI, 1981)

Table 5. – Penetrometer method. Values of bearing factor  $k_c$  and coefficient  $\alpha$ 

Nature du sol		Facteur de portance		Coefficient $\alpha$				Valeur maximale de q <sub>s</sub> (10 <sup>5</sup> Pa) (*)					
	q <sub>c</sub>			Pieu foré		Pieu	battu	Pieu foré		Pieu battu		Pieu injecté	
	(10° Pa)	Pieu foré (1)	Pieu battu (2)	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Fût béton	Tubé	Fût béton	Fût métal	Faible pression	Hausse pression
Argile molle et vase	< 10	0,4	0,5	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,35	0,35	
Argile moyennement compacte	10 à 50	0,35	0,45	40	80	40	80	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≥ 1,2
Limon et sable lâche	≼ 50	0,4	0,5	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	
Argile compacte à raide et limon compact	> 50	0,45	0,55	60	120	60	120	(0,8_) 0,35	(0,8_) 0,35	(0,8_) 0,35	0,35	0,8	≥ 2,0
Craie molle	≤ 50	0,2	0,3	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	-
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	0,4	0,5	100	200	100	200	(1,2) 0,8	(0,8) 0,35	(1,2) 0,8	0,8	1,2	≥ 2,0
Craie altérée à fragmentée	> 50	0,2	0,4	60	80	60	80	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,2	1,2	1,5	≥ 2,0
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	0,3	0,4	150	300	150	200	(1,5 ) 1,2	(1,2 ) 0,8	(1,5 ) 1,20	1,20	1,5	≥ 2,0

Y compris l'ensemble des fondations relevant du premier groupe (I). Voir § utilisation des abaques définissant les valeurs de k.
 Y compris l'ensemble des fondations relevant du deuxième groupe (II). Voir § utilisation des abaques définissant les valeurs de k.
 Les valeurs entre pararenthèses correspondent pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre

susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.

	Sans refoulement du sol	Avec refoulement du sol
Argiles-Limons	1,2	1,8
Sables-Graves	1,1 (1)	3,2 à 4,2 (2)
Craie-Marnes - Marno-Calcaire	1,8	2,6
Rocher altéré ou fragmenté	1,1 à 1,8 (3)	1,8 à 3,2 (3)

Tableau 6. — Méthode pressiométrique. Valeurs du facteur de portance  $k_p$  (SETRA et LCPC, 1985)Table 6. — Pressuremeter Method. Values of bearing factor  $k_p$ 

(1) Le peu de résultats dont on dispose pour les graves, et pour les graves compactes en particulier, laisse penser que les valeurs proposées peuvent être conservatrices. Celles-ci pourront être redéfinies ultérieurement. Rappelons toutefois qu'il importe que les valeurs de p<sub>1</sub> prises en compte correspondent aux valeurs réelles de ce paramètre.

(2) Les résultats expérimentaux disponibles pour cette catégorie de pieux dans les sables mettent en évidence une variation du facteur de portance en pointe avec la pression limite. Cette variation traduirait le resserrage du sol autour du pieu, qui apparaît d'autant plus marqué que le sol est lâche. Ainsi, on adoptera pour  $k_p$  la valeur de 4,2, pour  $_1 < 1,0$  MPa et 3,2 pour  $p_1 > 3$  MPa, en interpolant linéairement pour les valeurs intermédiaires de la pression limite. Pour les graves sableuses et les graves propres, on ne dispose pas de données expérimentales suffisantes. Dans l'attente de telles données, on pourra adopter les mêmes valeurs que pour les sables.

(3) On ne dispose que de peu de données expérimentales en ce qui concerne le comportement en pointe des pieux dans le rocher altéré ou fragmenté. Pour les cas connus, la charge limite des pieux n'a pu être atteinte, compte tenu notamment des valeurs élevées de pressions limites qui caractérisent ces formations. Aussi, s'il est reconnu que le matériau concerné s'apparente assez étroitement à l'un des sols meubles pour lesquels le tableau propose une valeur particulière de  $k_p$ , on adoptera celle-ci (par exemple  $k_p = 1,1$  pour un pieu foré dans un rocher altéré ou fragmenté susceptible d'avoir un comporteemnt proche d'un sable ou d'une grave compacte). Une telle valeur de  $k_p$ , probablement assez prudente, permettra toutefois, dans de nombreux cas, de justifier le dimensionnement par référence à la résistnce du matériau constitutif du pieu, compte tenu des valeurs élevées de la pression limite de ces formations. En tout état de cause, des valeurs de  $k_p$  supérieures à celles indiquées ne pourront être généralement adoptées que sur justification expérimentale.



Fig. 1. - Pressuremeter method. Limit unit skin friction. (For the choice of the curve, see table 7).

	Argiles limons	Sables	Graves	Craie	Marnes Marno-calcaire	Rocher altéré ou fragmenté
Foré simple	Q1 <sup>+</sup> Q2 (2) Q3 (3)			Q3 <sup>+</sup> Q6 <sup>+</sup> (2)	Q4 <sup>+</sup> Q5 (2)	Q6 <sup>+</sup>
Foré boue	Q1 <sup>+</sup> Q2 (2)	Q1 <sup>+</sup> (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3 <sup>+</sup> Q6 <sup>+</sup> (2)	Q4 <sup>+</sup> Q5 (2)	Q6 <sup>+</sup>
Foré Tubé tubage récupéré)	Q1 <sup>+</sup> Q2 (4)	Q1 <sup>+</sup> (6) Q2	Q2 (6) Q3	Q3 <sup>+</sup> Q4 <sup>+</sup> (4)	Q4	
Foré tubé (tubage perdu)	Q1	Q1	0.2	Q2	Q3 <sup>+</sup>	
Puits (1)	Q2 Q3 (5)			Q4 <sup>+</sup>	Q5	Q6 <sup>+</sup>
Métal battu (tube fermé)	Q1 <sup>+</sup> Q2 (5)	Q2	03	Q4	Q4	Q4 <sup>+</sup> (7)
Battu préfabriqué (fût béton)	0.2	Q3	03	Q4 <sup>+</sup>	Q4 <sup>+</sup>	Q4 <sup>+</sup> (7)
Battu moulé	0.2	Q2 <sup>+</sup>	Q3	0.4	Q4	
Battu enrobé	0.2	Q3 <sup>+</sup>	Q4	Q5 <sup>+</sup>	Q4 <sup>+</sup>	
Injecté basse pression	0.2 +	Q3 <sup>+</sup>	Q3 <sup>+</sup>	Q5 <sup>+</sup>	Q5 <sup>+</sup>	Q6 <sup>+</sup>
Injecté haute pression (8)	Q5 <sup>+</sup>	Q5 +	Q6 <sup>+</sup>	Q6 <sup>+</sup>	Q6 <sup>+</sup>	0.7 + (9)

Tableau	7.	-	Méthode	pressiométrique.	Choix	des	abaques	pour	le	calcul	du	frottement	latéral	unitaire	limite	$q_s$
					(SE	TRA	et LCPC	C, 19	85	)						

Table 7. - Pressuremeter method. Choice of charts for the determination of limit unit skin friction qs

(1) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(2) Réalésage et rainurage en fin de forage. (3) Réalésage et rainurage en fin de forage, réservé aux argiles raides (p1  $\geqslant$  1,5 MPa).

(d) Forage à sec, tube non louvoyé. (5) Argiles raides ( $p_l \ge 1,5$  MPa). (6) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(7) Si battage possible.(8) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(8) et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités. Concerne surtout les micropieux pour lesquels il est recommandé généralement de procéder à des essais de chargement si le nombre le justifie.

- qo : contrainte verticale totale au niveau de la pointe après travaux
- : frottement latéral limite unitaire, fonction de la q<sub>s</sub> nature du sol, de la pression limite mesurée au pressiomètre, ainsi que du type exact de pieu (fig. 1 et tableau 7).

# 2.2. Tassement des pieux isolés

Deux méthodes de calcul sont habituellement utilisées pour estimer les tassements des pieux isolés sous charge de service ;

 la méthode élastique de POULOS et DAVIS (1980), où le sol est modélisé par un continuum élastique linéaire isotrope (E<sub>s</sub>, module d'Young et  $\nu$ , coefficient de Poisson);

 la méthode des fonctions de transfert de charge ou méthode des « courbes t-z ». L'interaction entre le sol et le pieu y est modélisée par des ressorts axiaux linéaires ou non, représentant les courbes de mobilisation du frottement latéral t(s) et de la pression de pointe q(s) en fonction du tassement au niveau correspondant. FRANK et ZHAO (1982) ont proposé des règles de construction de ces courbes en fonction du module pressiométrique Em. Pour ce qui est de la résolution numérique, le programme PIVER est utilisé.

# 2.2.1. Méthode élastique de POULOS et DAVIS, 1980

La méthode de POULOS et DAVIS (1980) est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire et isotrope et l'utilisation des formules de MINDLIN. On obtient le tassement du pieu en fonction des caractéristiques du pieu (fiche D, diamètre B et module d'Young Ep), du module du sol Es et de coefficients correcteurs représentant respectivement l'influence de la rigidité relative pieu-sol, l'influence du substratum et l'influence du coefficient de Poisson du sol.

Plus précisément, le tassement s en tête du pieu s'exprime par :

$$s = QI/E_sB$$
 (6)

avec :

- Q: la charge pour laquelle on calcule le tassement du pieu;
- I : le coefficient d'influence :
- pour un pieu flottant,

$$I = I_0 R_k R_h R_\nu \tag{7}$$

où :

- $I_o$  est le coefficient d'influence pour un pieu incompressible, dans un milieu semi-infini et pour  $\nu = 0.5$ .
- R<sub>k</sub> est le coefficient correcteur pour la compressibilité du pieu ;
- $R_{\rm h}\,$  est le coefficient correcteur pour la profondeur du substratum ;
- $R_{\nu}~$  est le coefficient correcteur pour le coefficient de Poisson ;
- pour un pieu résistant en pointe,

$$I = I_o R_k R_b R_\nu \tag{8}$$

où :

- $I_{o},\ R_{k}$  et  $R_{\nu}$  sont les mêmes que pour le pieu flottant ;
- $R_{\rm b}$  est le coefficient correcteur pour la rigidité du substratum.

Tous les coefficients sont donnés, par POULOS et DAVIS (1980), sous forme d'abaques et permettent donc un calcul manuel. Signalons, par ailleurs, que la méthode a également été étendue au calcul du tassement des groupes de pieux.

La principale difficulté réside dans la connaissance du module du sol E<sub>s</sub>. Le moyen le plus efficace pour déterminer Es est évidemment de recourir à un essai de chargement en vraie grandeur et d'analyser à l'envers les résultats obtenus, à l'aide de la méthode. Mais comme l'essai de chargement est une opération délicate et onéreuse (et, de plus, qui ne peut pas être envisagée pour un simple prédimensionnement), les auteurs ont proposé une corrélation entre le module du sol et, d'une part la cohésion non drainée cu pour les argiles, d'autre part l'indice de densité l<sub>D</sub> (densité relative) pour les sables. La figure 2 reproduit la corrélation proposée par POULOS et DAVIS (1980) pour les argiles, qui a été obtenue en analysant, à l'envers, un certain nombre d'essais de pieux en vraie grandeur.

CHRISTOULAS et PACHAKIS (1987) et CHRIS-TOULAS (1988) ont analysé, de la même manière, des essais de chargement de pieux battus moulés en Grèce, pour estimer des modules du sol équivalents. Des corrélations sont ainsi proposées avec le nombre de coups N du SPT (fig. 3) et la résistance au cône  $q_c$  mesurée avec le CPT (fig. 4).

#### 2.2.2. Méthode t-z (FRANK et ZHAO, 1982)

Les premières propositions pour déterminer les courbes de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe à partir des résultats de l'essai pressiomé-







trique sont dues à GAMBIN (1963) et CASSAN (1966, 1968). Les lois de mobilisation proposées par FRANK et ZHAO (1982), initialement pour les pieux forés dans les sols fins, sont représentées à la figure 5.

Les paramètres de mobilisation B et R sont déterminés, pour tous types de pieux et de sols, à partir du module pressiométrique  $E_M$ , de la manière suivante :

• sols fins et roches tendres :   
B = 
$$E_M/r_o$$
  
et R = 5,5  $E_M/r_o$   
(9)  
• sols granulaires :   
B = 0,4  $E_M/r_o$   
R = 2,4  $E_M/r_o$ 

où : ro est le rayon du pieu.

BUSTAMANTE, FRANK et GIANESELLI (1989) ont analysé, à l'aide de ces lois, 33 pieux forés, battus et injectés, fichés dans des argiles, craies, marnes et marno-calcaires et ont conclu que la méthode était très satisfaisante dans la plupart des cas. Dans les cas de tubes battus dans les sables et de pieux forés dans les marnes argileuses notamment, elle nécessite encore



Fig. 3. — Corrélation entre le module du sol E<sub>s</sub> et N (SPT) (CHRISTOULAS et PACHAKIS, 1987). Fig. 3. — Correlation between soil modulus E<sub>s</sub> and blow count N (SPT).







 Fig. 5. – Lois de mobilisation du frottement latéral (t, s) et de l'effort de pointe (q, s<sub>p</sub>) à partir des résultats de l'essai pressiométrique Ménard (PMT) (FRANK et ZHAO, 1982).
 Fig. 5. – Side friction (t, s) and point pressure mobilization

(q, s<sub>p</sub>) laws from Ménard pressuremeter tests (PMT) results.

une certaine adaptation. Les douze cas mentionnés plus bas sont extraits de cette étude (voir tableau 9).

#### 2.2.3. Le programme PIVER

La méthode des fonctions de transfert de charge nécessite le recours à l'ordinateur, que ce soit tant à cause des non linéarités des courbes de mobilisation, qu'à cause de l'hétérogénéité des couches. A cet effet le programme de calcul PIVER a été développé. Il permet de prendre en compte les lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe les plus diverses, et notamment celles qui ont été proposées plus haut. Ses principes sont les suivants (FRANK, 1989).

L'équilibre d'une poutre, de module d'Young E et de section d'aire S, soumise à des efforts de compression ou de traction conduit à l'équation différentielle bien connue :

$$ES \frac{d^2s}{dz^2} - Pt(s-w_s) = 0$$
(10)

où : s est le déplacement longitudinal suivant z, et Pt la densité de force longitudinale répartie (P est le périmètre du pieu au niveau considéré et t le frottement latéral unitaire, compté positivement lorsqu'il s'oppose au déplacement). t(s-w<sub>s</sub>) sont les courbes de mobilisation du frottement non linéaires telles que celles décrites plus haut, où l'on a introduit, de plus, un déplacement propre ou libre du sol (en l'absence de pieu) w<sub>s</sub>.

L'introduction du déplacement  $w_s$  et le fait d'écrire que t est une fonction non plus seulement du déplacement d'équilibre sol-pieu s, mais de la différence de déplacements s- $w_s$ , permet d'effectuer des calculs de tassement de pieux dans des situations où se produit du frottement négatif.  $w_s$  est le tassement de consolidation du sol à la profondeur considérée. Il varie, bien entendu, aussi avec le temps.

Si l'on se place sur un tronçon du système sol-pieu, pour lequel l'on peut considérer que :

- le pieu a une rigidité ES constante sur le tronçon ;

— la courbe de mobilisation  $t(s\text{-}w_s)$  est également unique ;

- et peut être linéarisée sous la forme :

$$t = A + B.(s-w_s),$$

où : s-w\_s est la différence de déplacements au milieu de la couche ;

— la variation de  $w_s$  est linéaire en z :  $w_s$  =  $a_o$  +  $a_1.z,$  on obtient une équation différentielle à coefficients constants.

La solution analytique de cette équation dans chaque couche forme la base du programme de calcul automatique PIVER. L'originalité de PIVER réside dans le fait qu'il ne nécessite donc pas les approximations de la méthode des différences finies, habituellement utilisée dans les programmes similaires.

Dans le cas de N tronçons, les inconnues sont au nombre de 2N (les 2 constantes d'intégration pour chaque tronçon). Les 2N équations nécessaires sont fournies par :

- les 2 (N-1) conditions de continuité aux interfaces des tronçons : continuité du déplacement s et de l'effort axial Q ;

 la condition de chargement en tête : charge axiale imposée ou déplacement axial imposé ;

- et la condition en pointe : charge axiale imposée Q ou déplacement axial imposé  $s_p,$  ou charge axiale Q fonction du déplacement axial  $s_p\text{-}w_{sp}$ . La pression de pointe (charge unitaire) q, est aussi linéarisée dans PIVER, sous la forme :

$$q = K + R.(s_p - w_{sp}).$$

On aboutit alors à résoudre l'équation matricielle :

$$|M|.|X| = |Y|$$
 (11)

où :

- M est la matrice carrée 2N × 2N contenant les valeurs en z des fonctions de z ;
- |X| est le vecteur inconnu 2N des constantes d'intégration ;
- |Y| le vecteur 2N des valeurs imposées et des valeurs indépendantes de z.

L'utilisation de courbes non linéaires de mobilisation du frottement latéral ou de l'effort de pointe nécessite un processus de résolution itératif, pour trouver les valeurs finales des coefficients de linéarisation A, B, K et R. La convergence est obtenue lorsque les valeurs de t (et de q) au milieu de chaque tronçon (et à la pointe pour q) correspondent, à une précision fixée près, aux valeurs données par les courbes de mobilisation pour le même déplacement.

Chaque itération nécessite une nouvelle inversion de la matrice |M|. Cette matrice est, en fait, une matrice bande, de largeur 5 qui s'inverse très rapidement sur les micro-ordinateurs actuels.

Le programme PIVER est d'un emploi très simple. Il permet de calculer la courbe charge-déplacement axial d'un pieu d'une manière rationnelle. Il s'agit, numériquement parlant, d'une méthode d'éléments discrets pour le sol et d'éléments à matrice de rigidité exacte pour le pieu, où la continuité des déplacements et des efforts axiaux est assurée. La seule discontinuité qui peut apparaître est, évidemment, la discontinuité des frottements latéraux aux interfaces. Pour le champ de frottements latéraux obtenu, PIVER donne la solution analytique rigoureuse des déplacements et des charges.

# 3. EXPLOITATION D'ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX FORÉS INSTRUMENTÉS

Pour la présente étude on a évalué les différentes méthodes décrites dans le chapitre précédent, en analysant les résultats de 20 essais en vraie grandeur de pieux forés instrumentés, réalisés sur 16 sites différents par les Laboratoires de Ponts et Chaussées.

Les informations générales sur les essais et les sites traités sont données au tableau 8.

#### 3.1. Capacité portante

Le tableau 8 compare les charges limites obtenues par les différentes méthodes aux charges observées dans la réalité.

Avant de commenter les résultats obtenus quelques remarques s'imposent. Tout d'abord, on ne dispose de résultats d'essais SPT (méthode 1) que dans deux cas et d'essais CPT (méthodes 2, 3 et 4) que dans 14 cas (avec refus avant d'atteindre la cote de la pointe du pieu dans 8 de ces cas).

En ce qui concerne le SPT, l'explication (en dehors de considérations sur les types de sols et leur aptitude à être testés) en est qu'il s'agit d'un essai très peu utilisé en France. Pour ce qui est du CPT, le manque d'information est généralement dû au fait que les sols rencontrés ne se prêtaient pas, a priori, à ce type d'essai à cause de leur trop grande compacité. Le pressiomètre Ménard (PMT) (pour la méthode 5), par contre, a pu être mis en œuvre sur tous les sites.

Pour l'interprétation des essais de pieu, il faut mentionner que l'on a systématiquement cherché à appliquer toutes les méthodes, même lorsqu'elles ne sont pas recommandées pour certains sols. On a également dû procéder à certaines extrapolations : sous la cote de refus au CPT les profils de  $q_c$  ont été supposés constants, le tableau 1 (méthode 3) a été utilisé pour des valeurs de  $q_c$  en dehors de la fourchette indiquée en supposant la proportionnalité de  $q_p$ , les tableaux 1 et 3 ont été utilisés pour les craies, lorsque l'on ne disposait pas de valeur de  $c_u$  (tableau 4) on a utilisé la corrélation  $c_u = q_c/18$ , etc.

La figure 6 regroupe l'ensemble de résultats du tableau 8. On en tire les fourchettes et moyennes suivantes, pour le rapport charge limite calculée/observée :

— méthode 2 : 0,77 à 4,08, moyenne = 1,85. Elle est souvent très optimiste ;

— méthode 3 : 0,30 à 0,95, moyenne = 0,52. Elle est souvent très pessimiste ;

- méthode 4 : 0,64 à 1,50, moyenne = 0,95. Elle est modérément optimiste ou pessimiste, selon les cas ;



Fig. 6. – Comparaison entre charges limites observées et calculées. Fig. 6. – Comparison between observed and predicted limit loads.

Tableau 8. – Caractéristiques des essais de pieux et charges limites calculées par les 5 méthodesTable 8. – Piles tests data and limit loads determined by the 5 methods

			Type	Longueur	Diamètre	Charge	Charges limites calculées (MN)					
N°	Site-Pieu	Sols	de pieu	D (m)	B (m)	observée MN	(1) SPT-CGS	(2) CPT-CGS	(3) CPT-DIN	(4) CPT-BG	(5) PMT	
1	Roubaix 1	Limon, Argile	foré tubé + simple	20,2	0,68 à 0,62	2,4		2,3	0,8	2	2,3	
2	Roubaix 2	Limon, Argile	foré tubé + simple	27	0,88	5,4		5,4	1,7	5,2	5,6	
3	Lille	Limon, craie	foré tubé + boue	11,5	0,6 à 0,66	> 4 *		4,3	1,2	2,6	4,5	
4	Tourcoing	Limon, Argile	foré tubé + boue	25,3	0,8 à 1	6,4*		10,7	2	4,1	6	
5	Corbie	Limon, tourbe, sable, craie	foré tubé + boue	12,5	0,63 à 0,9	2,2*		3,3	0,8	3,3	2,5	
6	Le Thiou 1	Marnes compactes	foré tubé + simple	6	0,42	3,9					2,8	
7	Le Thiou 2	Marnes compactes	foré tubé + simple	6	0,56	> 5,2*					4,3	
8	Dunkerque	Sables	foré smple + boue	7,2	0,43 à 0,53	1,4		4	1	1,7	0,8	
9	Vendenheim1	Sable, Limon grave	foré tubé + eau	9,3	0,52	> 3,8*		5,5	1,5	3	2,7	
10	Vendenheim2	Sable, limon grave	foré tubé + eau	7,9	0,52	> 3,4*		5	1,3	2,6	2,9	
11	Colombes	Limon, sable grave	tarière creu- se Starsol	7,3	0,98	> 5 *		20,4	3	7,3	2,8	
12	Merville	Limon, Argile	tarière creuse	12	0,50	1,3		1	0,9	0,9	1	
13	Boulogne- Billancourt 1	Sable craie	foré tubé + eau	13	0,56	3					3	
14	Cheviré	Sable	foré tubé + boue	30,1	1,15	16*	12	48	16	16	14,6	
15	Clermont- Ferrand 2	Limon, sable	tarière creu- se Starsol	10,35	0,82	1,9		1,5	1,8	1,4	1	
16	Toulouse	Limon, Argile Marne argil.	tarière creu- se Starsol	11,3	0,55 à 0,63	4,3					3,2	
17	Saint-Denis	Sable cal- caire altéré	foré tubé + simple	9,8	0,52 à 0,60	2,1	1,4	6	1,2	2,6	2	
18	Limay	Alluvions craie	foré tubé + boue	19,25	0,63 à 0,69	5		12	1,9	4	3	
19	Créteil A	Remblai marno- calcaire	foré tubé + boue	16,5	0,68 à 0,76	3,6					4,6	
20	Créteil B	Remblai marno- calcaire	foré tubé + boue	16	0,68 à 0,76	4,2					4,1	

\* Charge limite non atteinte. Il s'agit d'une charge limite estimée.

- méthode 5 : 0,53 à 1,28, moyenne = 0,86. Même appréciation que pour la méthode 4.

Il peut paraître normal que les méthodes 4 et 5, mises au point à partir de la banque de données des Laboratoires des Ponts et Chaussées soient, pour diverses raisons, les plus fiables. Il faut signaler cependant, d'une part, que sur les 20 essais de pieux utilisés (voir tableau 8), seuls 8 faisaient partie de la banque disponible lors de la synthèse de BUSTAMANTE et GIA-NESELLI (1981), qui a servi de base à ces deux méthodes, et, d'autre part, qu'en ce qui concerne les 14 pieux pour lesquels la méthode CPT a été appliquée ici, seuls 3 avaient été utilisés en 1981. On notera de plus que les études récentes de BRIAUD et TUCKER (1988) et de ROBERTSON et al. (1988) ont montré, sur la base de données d'essais de pieux complètement indépendantes, tout le bien-fondé de la méthode CPT du LCPC.

#### 3.2. Tassement

120 Es (MPa)

Tous les essais qui figurent au tableau 8 ont été analysés pour estimer les modules du sol équivalents  $E_{\rm s},$  en fonction du module pressiométrique  $E_{\rm M}.$ 

La procédure recommandée par POULOS et DAVIS (1980) a été utilisée, moyennant certaines hypothèses. On a estimé que le pieu était résistant en pointe lorsque le module pressiométrique en pointe était au moins égal au double du module pressiométrique moyen du fût. Le module pressiométrique moyen du fût est la moyenne arithmétique le long du fût, tandis que le module en pointe est la moyenne arithmétique de D –  $1,5B_m$  à D +  $3B_m$ ,  $B_m$  étant le diamètre moyen du pieu.

La figure 7 donne pour tous les pieux le module du sol observé  $E_{\rm s},$  déterminé par calcul à l'envers pour la charge nominale (charge admissible sous combinaisons quasi-permanentes) :

$$Q_{\rm N} = Q_{\rm C} / 1.4$$

où :  $Q_C$  est la charge de fluage déterminée lors de l'essai.

Sur la figure 7 sont reportées les corrélations approximatives proposées entre le module du sol  $E_{\rm s}$  et le module pressiométrique moyen  $E_{\rm M}$  (approximations bilinéaires) :



Fig. 7. — Corrélation entre le module du sol  $E_s$  et le module pressiométrique  $E_{PMT}$ . Fig. 7. — Correlation between soil modulus  $E_s$  and pressuremeter modulus  $E_{PMT}$ .

• pieux résistants en pointe :

et	Es E <sub>s</sub>	$= 4 E_{M},$ = 60 MPa,	pour pour	E <sub>M</sub> E <sub>M</sub>	< >	15 15	MPa MPa	(1.0)
•	pieux	flottants :						(12)

 $\begin{array}{rcl} E_s &=& 5 \ E_M, & \mbox{pour} \ E_M \,<\, 10 \ MPa \\ et & E_s \,=\, 50 \ MPa, & \mbox{pour} \ E_M \,>\, 10 \ MPa. \end{array}$ 

Les rapports des modules du sol calculés (en utilisant les corrélations proposées) aux modules du sol observés se situent entre 0,28 et 2,91, ce qui montre bien la dispersion des résultats, ou l'approximation des corrélations... Les tassements sont évidemment dans les mêmes rapports. Cependant, ces corrélations peuvent constituer un outil d'évaluation de qualité équivalente à celles proposées par POULOS et DAVIS (1980) (voir fig. 2).

CHRISTOULAS (1988) a, quant à lui, proposé pour des pieux battus moulés la corrélation suivante avec la résistance au cône  $q_c$  (voir fig. 4);

$$E_s = 21 q_c^{1,1}$$

L'analyse des 14 pieux pour lesquels on dispose de résultats CPT (et encore partiellement dans certains cas) semble indiquer, pour les pieux forés cette foisci, la corrélation (fig. 4) :

$$\begin{array}{rll} E_{s} &=& 10 \hspace{0.1 cm} q_{c}, \hspace{0.1 cm} \text{pour} \hspace{0.1 cm} E_{M} \hspace{0.1 cm} < \hspace{0.1 cm} 6 \hspace{0.1 cm} MPa \\ et \hspace{0.1 cm} E_{s} &=& 60 \hspace{0.1 cm} Mpa, \hspace{0.1 cm} \text{pour} \hspace{0.1 cm} E_{M} \hspace{0.1 cm} > \hspace{0.1 cm} 6 \hspace{0.1 cm} MPa \end{array}$$

En ce qui concerne la méthode d'estimation du tassement à partir des fonctions de transfert de charge de FRANK et ZHAO (1982), elle a été appliquée, par BUSTAMANTE, FRANK et GIANESELLI (1989), à 12 pieux forés parmi les 20 étudiés ici. Le tableau 9 compare les tassements calculés aux tassements observés pour la même charge admissible que définie plus haut. Mis à part les deux cas de pieux forés dans des marnes argileuses déjà mentionnés, le rapport de ces tassements se situe entre 0,80 et 1,77 pour les autres sols et roches tendres, ce qui semble excellent, vu la précision habituellement recherchée pour estimer les tassements des pieux.

#### 4. CONCLUSIONS

La confrontation des 5 méthodes de calcul de capacité portante des pieux à partir des résultats d'essais en place aux résultats de 20 essais de chargement de pieux forés réalisés en France, a permis de chiffrer la fiabilité de ces méthodes. Elle a, également, permis d'en évaluer la praticabilité. Certaines n'ont pu être appliquées que moyennant un certain nombre d'hypothèses ou d'extrapolation, forcément arbitraires et sans distinguer l'appareillage exact d'essai en place utilisé. Mais on mesure par là, en fait, le degré d'incertitude (certains diront le degré de marge...) laissé à l'ingénieur projeteur de fondations, qui ne peut pas choisir les sols du site du projet et n'est pas non plus toujours maître du type de pieu utilisé.

Même s'il serait exagéré de tirer des conclusions définitives sur ces exemples, finalement en nombre assez limité, on peut néanmoins mettre en avant tout l'intérêt de la méthode pressiométrique (SETRA et LCPC 1985). Tout d'abord l'essai pressiométrique Ménard est réalisable dans tous types de sols et de roches tendres, du moins à terre, grâce à l'avant-trou. Les corrélations qui sous-tendent cette méthode et leur utilisation ne souffrent d'aucune incertitude majeure. Enfin, la dispersion obtenue est très raisonnable, lorsqu'on la compare aux autres méthodes, tant empiriques (à partir des essais en place, généralement), que théoriques (à partir des essais de laboratoire, généralement). C'est sans doute dû au fait qu'elle s'appuie sur des résultats d'essais en vraie grandeur de pieux réels et qu'elle distingue les différents modes d'exécution des pieux.

En ce qui concerne le calcul du tassement des pieux, on a pu proposer un ordre de grandeur pour le

 

 Tableau 9. – Comparaison entre tassements observés et tassements calculés (BUSTAMANTE, FRANK et GIANESELLI, 1989)

 Table 9. – Comparison between observed and calculated settlements

Sols	Sites	Tassements sous $Q_N(r)$	Rapport (2) /(1)	
		s <sub>N</sub> mesuré (1)	s <sub>N</sub> calculé (2)	
Argile	Clermont-Ferrand 2	3,47	2,78	0,80
	Merville	1,69	1,69	1,00
	Roubaix 1	1,80	3,19	1,77
	Roubaix 2	3,74	4,70	1,26
Sable	Cheviré	6,95	9,75	1,40
Craie	Limay	4,20	7,05	1,68
	Boulogne-Billancourt 1	3,79	3,32	0,88
Marne argileuse	Toulouse	7,90	3,40	0,43
	Le Thiou 2	22,31	4,11	0,18
Marno-calcaire	Saint-Denis	2,73	2,98	1,09
	Créteil A	4,78	5,37	1,12
	Créteil B	4,74	4,49	0,95

L'intérêt de la méthode t-z de FRANK et ZHAO (1982), basée sur le module pressiométrique, et mise en œuvre par le programme PIVER, est son aptitude à prendre directement en compte l'hétérogénéité et la non linéarité des lois d'interaction sol-pieu. Elle permet de calculer facilement toute la courbe chargetassement à partir des profils pressiométriques usuels. Elle devait se révéler être un complément intéressant à tout calcul de capacité portante par la méthode pressiométrique.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier tous les ingénieurs et techniciens du réseau des Laboratoires des Ponts et Chaussées, sans l'aide desquels les essais de pieux relatés ici n'auraient pas été réalisés.

En ce qui concerne les présentes interprétations, ils sont redevables des contributions de Luigi GIANE-SELLI, Polyxeni HARALAMBOPOULOU et Manolis DIMITROPOULOS, ces deux derniers y ayant consacré leur travail de fin d'études de l'Université Technique Nationale d'Athènes (1989).

Enfin, les auteurs sont reconnaissants envers la Commission mixte franco-hellénique (Ministère français des affaires étrangères et Secrétariat général hellénique à la recherche et à la technologie) qui a largement facilité l'accomplissement de cette étude en prenant en charge les missions d'échange nécessaires.

#### BIBLIOGRAPHIE

- AFNOR (1990), Essai pressiomètrique Ménard. Norme PRP 94-110, 40 pages (à l'enquête au 1<sup>er</sup> août 1990).
- BRIAUD J.L., TUCKER L.M. (1988), Measured and predicted axial response of 98 piles. Jnl Geotech. Engng, ASCE, Vol. 114, n° 9, September, p. 984-1001.
- BOURGES F., FRANK R. (1989), Fondations Profondes. C 248-249, Techniques de l'Ingénieur, mai.
- BUSTAMANTE M., GIANESELLI L. (1981), Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques. Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 113, mai-juin, p. 83-108.
- BUSTAMANTE M., FRANK R., GIANESELLI L. (1989), Prévision de la courbe de chargement des fondations profondes isolées. Comptes rendus 12<sup>e</sup> Cong. Int. Méca. Sols et Tr. Fond., Rio de Janeiro, vol. 2, 15/6, pp. 1125-1126.
- CASSAN M. (1966-1968), Le tassement des pieux ; synthèse des recherches récentes et essais comparatifs. Sols Soils, n° 18-19 (Première partie), 1966, p. 43-58 et n° 20 (suite et fin), mars 1968, p. 23-40.

- CASSAN M. (1968), Les essais in situ en mécanique des sols, 1. réalisation et interprétation. Eyrolles.
- CGS (1985), Canadian Foundation Engineering Manual, 2nd edition. Canadian Geotechnical Society, c/o Bitech Publishers Ltd., Vancouver, BC.
- CHARALAMBOPOULOU P. (1989), Evaluation comparative des méthodes de calcul de la charge limite des pieux à partir d'essais in situ. Travail de Fin d'Etudes de l'Université Technique Nationale d'Athènes, en grec.
- CHRISTOULAS S., PACHAKIS M. (1987), Pile settlement prediction based on SPT results. Deltio, Bull. Centre Rech. TP (KEDE), n° 3, juil.-sept., p.221-226.
- CHRISTOULAS S. (1988), Dimensionnement des pieux. Quelques expériences et recherches en Grèce. Bull. liaison Labo. P. et Ch., n° 154, mars-avril, p.5-10.
- DIMITROPOULOS E. (1989), Tassement des pieux à partir du module pressiométrique du sol. Travail de Fin d'Etudes de l'Université Technique Nationale d'Athène, en grec.
- DIN 4014 (1977), Bored piles. Large bored piles, manufacture, design and permissible loading. Part 2, preliminary standard.
- DTU nº 13.2 (1983), Fondations Profondes, chapitre 11 : Calcul des fondations profondes soumises à charge axiale. Commentaires au cahier des charges de juin 1978, septembre, cahier 1877, CSTB.
- FRANK R. (1989), Déplacement axial des pieux dans les sols mous. Symposium franco-soviétique, Moscou (avril 1989). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport des Laboratoires, Série GT, n° 39, novembre, pp. 105-114.
- FRANK R., ZHAO S.R. (1982), Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins, Bull. liaison Labo P. et Ch., n° 119, maijuin, p. 17-24.
- GAMBIN M. (1963), Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. Sols Soils, n° 7, décembre, p. 11-31.
- ISSMFE TC 16 (1989), Report of the ISSMFE Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures. CPT - SPT - DP - WST Swedish Geotechnical Institute, Information 7, june.
- LCPC, SETRA (1985), Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques. Direction des Routes, octobre.
- MEYERHOF G.G. (1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations. Jnl of Geotech. Engng Div., ASCE, Vol. 102, n° GT3, p. 195-228.
- POULOS H.G., DAVIS E.H. (1980), Pile Founddation Analysis and Design. John Wiley and Sons.
- ROBERTSON P.K., CAMPANELLA R.G., DAVIES M.P., SY A. (1988), Axial capacity of driven piles in deltaic soils using CPT.Proc. First Int. Symp. Penetration Testing (ISOPT-1), Orlando, Florida.

# Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche

Undrained behaviour of loose Hostun sand

J.-M. KONRAD Professeur agrégé, Université Laval, Québec\* E. FLAVIGNY Maître de conférences à l'Université de Grenoble\*\* M. MEGHACHOU Chercheur 3° cycle\*\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 53-63 (janvier 1991)

# Résumé

Les résultats d'essais consolidés non drainés sur des échantillons reconstitués de sable d'Hostun sont analysés pour mettre en évidence les conditions qui conduisent au radoucissement du sable sous charge monotone. Le programme d'essais confirme l'existence d'une limite supérieure et d'une limite inférieure pour la ligne « F » définie par CASTRO pour caractériser l'état d'écoulement permanent. Ces deux limites sont appelées ligne UF et ligne LF, respectivement. La résistance minimum non drainée du sable d'Hostun correspond à la ligne LF et dépend de l'indice des vides et de la pression de consolidation, c'est-à-dire d'un paramètre d'état initial. Ces résultats confirment ceux déjà obtenus par KONRAD (1990).

#### Abstract

Results of CIU tests on reconstituted samples of Hostun sand are presented to establish the conditions to induce strain-softening during monotonic loading. The test program confirmed the existence of an upper and lower limit of the F line defined by CASTRO to characterize the conditions of steady state deformation in loose sands. These limits were refferred to as the UF line and LF line, respectively. The minimum undrained shear strength of Hostun sand corresponds to the LF line and is dependent upon both the void ratio and the consolidation pressure ; i.e. upon the initial state parameter. Similar results were obtained on different sands by KONRAD (1990).

\* 513378 Québec Canada G 1K7P4.

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

#### 1. INTRODUCTION

Le concept d'état critique pour les matériaux sableux a été introduit dès 1936 par CASAGRANDE (1936) et correspond à l'indice des vides d'un échantillon de sable cisaillé en conditions drainées lorsqu'il est soumis à de très grandes déformations. Un échantillon de sable dense dilatera lors du cisaillement et un échantillon de sable lâche contractera. L'observation de l'indice des vides critique sur les matériaux denses peut être masquée par l'apparition prématurée de surface de cisaillement que l'utilisation d'échantillons antifrettés retarde considérablement (cf. COLLIAT, DESRUES, FLAVIGNY, 1986). Cette propriété dépend aussi du niveau de la contrainte isotrope de consolidation (ou du niveau de la contrainte normale). Le diagramme critique a été défini par BIAREZ et GRÉSILLON (1972) et FORAY et PUECH (1976) comme la relation entre l'indice des vides initial et la pression de consolidation ou la contrainte moyenne en fin d'essai pour des essais drainés sous contrainte latérale constante. FLAVIGNY, FORAY et DARVE (1979) comparent les diagrammes critiques tels qu'on peut les déduire d'essais drainés et d'essais non drainés : en effet dans un essai non drainé, par conséquent à indice des vides constant, on observe des variations de pression interstitielle telles que la pression moyenne en fin d'essai soit en accord avec le diagramme critique. Ces travaux rejoignent ceux de CASTRO (1969). Plus récemment, à la suite des ruptures d'îles artificielles initiées par une liquéfaction statique de dépôts sableux lâches, BEEN et JEFFERIES (1988) ont défini un paramètre d'état tandis que SLA-DEN, D'HOLLANDER et KRAHN (1985) introduisaient le concept de surface d'effondrement. Ces travaux, uniquement relatifs à des matériaux sableux lâches et très lâches sont brièvement rappelés cidessous, à partir du concept « d'état permanent de déformation » qu'il convient de replacer dans le cadre de la théorie de la plasticité parfaite, correspondant à l'écoulement plastique d'un matériau, sous état de contrainte constant et à volume constant. On trouvera aussi dans l'état de l'art de SCHLOSSER, CORTÉ et DORMIEUX (1987) l'application de ces concepts à la liquéfaction statique des sables.

# 2. CONCEPT D'ÉTAT PERMANENT DE DÉFORMATION

En 1969, CASTRO présente les résultats d'une série d'essais triaxiaux non drainés sur des échantillons de sable consolidés de manières isotrope et anisotrope à différents indices des vides et cisaillés à contrainte contrôlée. Il met en évidence des réductions importantes de la résistance au cisaillement non drainée pour les sables lâches. La figure 1a présente dans les axes  $(\sigma_1 - \sigma_3, \epsilon_1)$  des résultats typiques d'essais non drainés consolidés à 400 kPa. L'essai (a), avec la plus faible densité relative, présente un pic de résistance pour une déformation axiale d'environ 1 %, suivi d'une chute importante et établissement d'une résistance au cisaillement constante pour des déformations supérieures à 5 %. La pression interstitielle passe d'abord par une phase de génération importante à taux élevé, puis se stabilise à une valeur constante



 Fig. 1a. — Courbes schématiques d'essais triaxiaux non drainés sur sable (d'après CASTRO, 1969).
 Fig. 1a. — Typical curves for undrained triaxial tests on sand (after CASTRO, 1969).

pour des déformations supérieures à 3 %. Donc, un état de plasticité parfaite est atteint pour lequel l'échantillon se déforme à volume constant, résistance au cisaillement non drainée constante et pression interstitielle constante, c'est-à-dire état de contraintes effectives constantes. CASTRO a établi que la résistance non drainée à l'état de plasticité parfaite ne dépendait que de l'indice des vides initial du sable. Il a aussi suggéré que les conditions de contraintes à l'état de plasticité parfaite pouvaient être définies par la valeur de  $\sigma'_3$  en fin d'essai. Par conséquent, le lieu de l'état de plasticité parfaite dans un plan e-Log  $\sigma_3^{\prime}$  était une courbe unique appelée courbe F tel qu'illustré à la figure 1b. CASAGRANDE (1936) avait postulé que le comportement non drainé à l'état de plasticité parfaite (état critique à l'époque) correspondait au développement d'une « structure d'écoulement » d'où l'utilisation de la lettre F (flow) dans les diagrammes d'état de plasticité parfaite.

L'essai (c), avec la plus forte densité relative, présente une résistance au cisaillement croissant régulièrement en fonction des déformations, tandis que la pression



 Fig. 1b. — Interprétation dans un diagramme d'état : indice des vides et pression de consolidation.
 Fig. 1b. — Interpretation in a state diagram : voids ratio vs consolidation pressure (after CASTRO, 1969).

interstitielle passe par un maximum avant de décroître, pouvant même devenir inférieure à la pression atmosphérique.

Pour l'essai (b), de densité intermédiaire par rapport aux précédentes, on observe un pic de résistance suivi d'une faible chute et un palier où la résistance au cisaillement est constante jusqu'à des déformations axiales d'environ 10 %. Cependant, cette dernière augmente légèrement lorsque les déformations continuent d'évoluer.

CASTRO (1969) définit dans le plan e-Log  $\sigma'_3$  une région de transition située entre les courbes P et L (fig. 1b) qui sont parallèles à la courbe F représentant le lieu de l'état de plasticité parfaite. Lorsque les échantillons de sable sont au-dessus de la courbe L, ils seront caractérisés par des courbes de résistance non drainée présentant un radoucissement important jusqu'à l'état permanent défini par la courbe F. Si les échantillons sont en-dessous de la courbe P, ils seront alors dilatants en essais drainés et présenteront des courbes de résistance au cisaillement non drainée avec écrouissage (essais de type (c)). Les échantillons dans la zone de transition développeront des courbes du type (b). D'après CASTRO, la valeur de la résistance au cisaillement non drainée correspondant au palier est toujours définie par la courbe F.

Dans ces conditions, pour un indice des vides donné, le niveau de contrainte isotrope initial n'a pas d'influence sur la contrainte effective principale mineure à l'état permanent dans un escai non drainé pour autant que le niveau de contrainte isotrope soit supérieur à une certaine valeur définie par la courbe P dans le diagramme e-Log  $\sigma'_3$  (fig. 1b).

Depuis quelques années, les conditions à l'état permanent sont exprimées en fonction de la contrainte effective moyenne, p's, l'indice s désignant le

1.0

« steady state of flow », ce qui a l'avantage d'inclure la valeur du déviateur de contrainte ainsi que celle de la pression interstitielle à l'état de plasticité parfaite. Plusieurs études (BEEN et JEFFERIES, 1895 ; KRA-MER et SEED, 1988 ; et CANOU, 1989) ont également confirmé que, pour un indice de vide donné, le niveau de contrainte isotrope initial n'avait pas d'influence sur la contrainte effective moyenne à l'état de plasticité parfaite, référée par p's. Cependant, peu d'essais ont été effectués dans la zone de transition entre les courbes P et L. Dans cette zone, les résultats de CASTRO montrent que les essais ne présentent pas un comportement en plasticité parfaite, mais que la contrainte minimum (point b sur la figure 1) se situe sur la courbe d'état de plasticité parfaite.

# 3. CONCEPT MODIFIÉ DU COMPORTEMENT NON DRAINÉ DES SABLES LÂCHES

KONRAD (1990) a étudié l'influence du niveau de contrainte isotrope initial sur les caractéristiques de deux sables avec une attention particulière dans la zone de transition. Ces études ont permis de démontrer que, contrairement aux études antérieures, pour un indice de vide donné, le niveau de contrainte isotrope initial contrôlait les caractéristiques de déformation d'un sable lâche. De plus, les contraintes effectives moyennes à l'état de plasticité parfaite dépendaient également du niveau de contrainte isotrope initial. En d'autres termes, la courbe F dans un diagramme e-Log p' n'est pas unique pour un sable donné. Les essais ont démontré l'existence d'une limite supérieure et inférieure de la résistance au cisaillement non drainée à l'état de plasticité parfaite (fig. 2) : la courbe F de la figure 1 se divise en deux

LIGNE Ψ<sub>UF</sub> LIGNE LIGNE UF ESSAL I F emax 0.9 e V. (L5) NDICE DES VIDES LEGENDE eL4 10 AL8 0.8 ETAT INITIAL 0 NC Δ OC eL6 13 ETAT PERMANENT DE DEFORMATION eL7 0.7 1 NC OC L17 18 ECOULEMENT LIMITE FIG 19 déformation > 5% déformation < 2% 0.6 L14 emin 0.5 10 100 p's(13) 1000 3000 p'UF (13) p' kPa

Fig. 2. — Résultats d'essais triaxiaux sur sable de dune (d'après KONRAD, 1990). Fig. 2. — Results of triaxial test on a dune sand (after KONRAD, 1990).

L'existence de plusieurs courbes caractérisant l'état de plasticité parfaite pour un même sol contraint alors à redéfinir le paramètre d'état  $\Psi$  introduit dans la littérature par BEEN et JEFFERIE (1985). On propose alors d'utiliser la courbe UF comme droite de référence. Par conséquent, le paramètre d'état en fin de consolidation isotrope,  $\Psi$ i, est donné par :

$$\Psi i = e_c - e_{UF}$$
(1)

où  $e_c$  est l'indice des vides à un niveau de contrainte isotrope de consolidation  $p'_c$  et  $e_{UF}$  est l'indice des vides sur la courbe UF sous la même contrainte moyenne  $p'_c$ , l'indice c désignant l'état consolidé.

Les études menées par KONRAD (1990) ont permis d'établir que des échantillons de sable présentant des paramètres d'état supérieurs à une certaine valeur  $\Psi(UF)$  étaient caractérisés par une courbe de résistance au cisaillement telle, que les courbes (A) et (B) sur la figure 3, présentant un pic de résistance pour une déformation assez faible ( $\epsilon_1 = 1$  à 2 %) suivi d'un radoucissement important se stabilisant à une valeur constante (point a) au-delà d'une certaine



Fig. 3. – Comportements typiques de sables sous conditions non drainées : mise en évidence des lignes UF et LF (d'après KONRAD, 1990).

Fig. 3. — Typical behavior of sands under undrained triaxial loading : definition of the lines UF and LF (after KONRAD, 1990).

déformation ( $\epsilon_1 > 5$  à 10 %). Dans un plan e-Log p', le lieu de ces états de plasticité parfaite correspond à la courbe UF. Lorsque les échantillons ont des paramètres d'état inférieurs à  $\Psi(UF)$ , les courbes de résistance au cisaillement non drainée n'aboutissent plus au même état de plasticité parfaite. Si le point représentatif de l'état physique du sable se trouve dans la région 3 (fig. 3), la résistance au cisaillement non drainée à l'état de plasticité parfaite sera donnée par la courbe LF, donc par le point (d) pour un indice des vides donné (fig. 3). Lorsque le point représentatif de l'état physique se situe dans la zone 2, la résistance au cisaillement correspondant à l'état de plasticité parfaite adoptera une valeur intermédiaire entre la résistance définie par la courbe UF (point a) et celle définie par la courbe LF (point d), qui dépendra de la valeur de ¥i.

On notera que pour une valeur de  $\Psi$ i proche de la limite inférieure de la région 3, l'échantillon de sable sera caractérisé par une courbe de résistance présentant un pic pour une déformation axiale de l'ordre de 1 % suivi d'un faible radoucissement pour atteindre un palier jusqu'à des déformations de l'ordre de 10 à 15 %. Au-delà de ces déformations, les pressions interstitielles diminuent légèrement et la résistance au cisaillement augmente. Ce phénomène a été observé par CASTRO qui l'a identifié comme un « écoulement limité » ou un état quasi-plastique.

Finalement, tout échantillon de sable dans la région 5 sera caractérisé par des courbes de résistance non drainée du type (G) (fig. 3) présentant une augmentation monotone de la résistance au cisaillement en fonction de la déformation. Cette résistance tend vers l'état critique qui n'est pas forcément identique à l'état de plasticité parfaite obtenu avec des essais non drainés tel que suggéré par CASTRO (1969) et ALARCON-GUZMAN et al. (1989). Ce point sera traité dans une autre communication.

KONRAD (1990) a également démontré que la position relative des régions 1 à 5 dans le plan e-Log p' dépend du type de sable.

# 4. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Dans le but d'établir les valeurs  $\Psi(UF)$ ,  $\Psi(LF+)$  et  $\Psi(LF-)$  pour le sable d'Hostun RF qui est un sable de référence utilisé depuis plusieurs années par l'IMG, le programme expérimental comprend deux séries d'essais dans la cellule triaxiale. La première était caractérisée par des essais non drainés à différents indices des vides et à des niveaux de contrainte isotrope suffisamment élevés pour déterminer la courbe UF. La deuxième série comprenait des essais sur des échantillons à indice des vides plus ou moins constant soumis à différents niveaux de contrainte isotrope afin de déterminer les positions relatives des régions 1 à 5 pour le sable d'Hostun.

Les conditions expérimentales sont présentées dans le tableau 1.

Nº d'essai

6

8

36

24

34

35

36

37

17

25

0,931

0.926

0,948

0,876

0.980

e <sub>o</sub>	e <sub>cons</sub>	σ <sub>c</sub> kPa	$\frac{\Delta u}{\sigma_c}$	p's kPa	q's kPa	Remarques
1,04	1,009	288	0,99	7,12	10,5	
1,010	0,970	279	0,96	22	33,5	$\sigma_{\rm c}$ constant
0,926	0,914	269	0,93	30,8	38	Figures 4a, b et figure 5
0,926	0,917	175	0,91	23,5	22,8	
0,980	0,922	772	0,95	57,0	61,0	
0,925	0,918	137	0,92	20,70	30,8	e <sub>0</sub> ≃ constant

13,5

30,8

49.0

248,5

57

Le sable d'Hostun (RF) est un sable de carrière, quartzeux à grains sub-anguleux, de granulomètrie uniforme. Les principales caractéristiques physiques du sable d'Hostun RF sont détaillées dans FLAVIGNY, DESRUES, PALAYER (1990).

0,928

0,914

0,928

0,834

0.922

28

269

397

750

772

0,73

0,93

0.93

0,8

0.95

# 5. PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE

#### 5.1. Préparation des échantillons

La difficulté majeure des essais réalisés antérieurement (DJEDID, 1986 ; BOUSQUET, 1988) à l'IMG dans le cadre de l'étude du comportement non drainé du sable d'Hostun consistait à obtenir des structures lâches contractantes pendant le cisaillement. La préparation des échantillons par la méthode de déversement sec à hauteur de chute nulle ne donnait pas des structures suffisamment lâches après saturation et consolidation isotrope. Si l'on utilise un sable légèrement humide (teneur en eau de 2 à 4 %), on peut atteindre un indice des vides nettement supérieur à  $e_{max}$ obtenu avec le sable sec selon les normes en vigueur. On peut attribuer cet état très lâche à la cohésion apparente développée par les succions capillaires.

Les échantillons de sable ont été par conséquent préparés avec un sable à une teneur en eau de 2 % et un moule cylindrique de 100 mm de diamètre et de hauteur, donnant un élancement égal à 1. On applique le vide entre la paroi du moule et la membrane de latex pour plaquer cette dernière à la paroi, et on dépose le matériau à l'aide d'une petite cuillère en couches successives. Le remplissage du moule se faisait en 5 couches dont la masse de chacune est déterminée au préalable. Chaque couche est compactée jusqu'à ce que son épaisseur soit égale à une valeur conforme avec la densité visée.

#### 5.2. Saturation et consolidation isotrope

Figures 7a, b et 8

 $\sigma_{\rm c}$  constant

 $\sigma_{\rm c}$  grand

18,0

38.8

68.3

294.8

61

La saturation de l'éprouvette de sable comporte deux phases. La première consiste à remplacer l'air contenu dans les vides par du dioxyde de carbone que l'on fait circuler à travers l'échantillon sous faible pression (environ 15 à 20 kPa) pendant 20 minutes. Ensuite, on fait circuler de l'eau désaérée pendant au moins 20 minutes. On notera que durant cette phase il est quasiment impossible de déterminer les changements de volume de l'échantillon qui seront d'autant plus importants que l'indice des vides sera plus grand.

La deuxième phase consiste à appliquer une contrepression de 450 kPa qui dissoudra le dioxyde de carbone et assurera une saturation adéquate puisque le coefficient de Skempton B était supérieur à 97 % dans tous nos essais. Le niveau de contrainte isotrope désiré est obtenu en ajustant la pression cellulaire et en permettant le drainage aux extrémités de l'échantillon. Durant la consolidation, les changements de volume sont enregistrés automatiquement et les changements d'indice des vides sont calculés aisément. Avant de commencer un essai de compression, il faut toutefois s'assurer que la consolidation soit bien complète.

# 5.3. Essai triaxial de compression et pénétration de membrane

Tous les essais de compression ont été effectués dans une cellule triaxiale en condition non drainée. La charge axiale est appliquée par l'intermédiaire d'une tête rotulée et la vitesse de déplacement du plateau de la presse est égale à 1 mm/min (soit 1 %/min pour l'échantillon d'élancement 1). Un système d'antifrettage composé de bases élargies métalliques (d'un diamètre de 120 mm), polies et lubrifiées par une fine couche de graisse au silicone et d'une rondelle de latex a été utilisé pour tous les essais décrits dans cet article. COLLIAT et al. (1986) donnent des détails complets sur le système d'antifrettage. Ce système permet d'obtenir des déformations homogènes jusqu'à de très grandes déformations axiales.

Les pressions interstitielles générées lors du cisaillement en conditions non drainées sont importantes dans le cas de sables lâches et peuvent réduire la pression de confinement exercée sur la membrane. Ceci peut entraîner une variation de volume et induire une sousestimation des pressions interstitielles. Pour le sable d'Hostun RF, l'effet de pénétration de membrane est négligeable puisque le changement de volume pour un changement de pression de confinement de 500 kPa est inférieur à 1 % d'après la relation compilée par SLADEN et al., (1986).

# 6. RÉSULTATS DES ESSAIS NON DRAINÉS

#### 6.1. Influence de la densité

La figure 4a montre des courbes de résistance obtenues à l'appareil triaxial à déformation contrôlée pour des essais à différentes densités mais au même niveau de contrainte isotrope d'environ 280 kPa. Les cour-



Fig. 4a. et 4b. – Courbes effort-déformation et pression interstitielle-déformation pour les essais consolidés à 280 kPa. Fig. 4a. and 4b. – Stress - strain and pore pressure - strain curves for tests consolidated under 280 kPa.

bes sont caractérisées par un pic du déviateur de contrainte pour une déformation axiale de l'ordre de 1 à 2 % suivi d'une réduction du déviateur jusqu'à l'obtention de l'état de plasticité parfaite pour lequel l'échantillon se déforme à déviateur constant. En général, l'état de plasticité parfaite est atteint pour des déformations axiales supérieures à 10 %. La figure 4b montre l'évolution des pressions interstitielles normalisées par rapport au niveau de contrainte isotrope initial en fonction de la déformation axiale. Les surpressions atteignent une valeur stable pour des déformations supérieures à 6 %. On remarquera que le rapport  $\Delta u/\sigma'3$  décroît de 0,992 à 0,937 lorsque l'indice des vides diminue de 1,01 à 0,914.

La densité du sable influence également la résistance au cisaillement non drainée à l'état de plasticité parfaite. En effet, cette dernière augmente lorsque la densité de l'échantillon augmente, c'est-à-dire lorsque son indice des vides diminue.

Les chemins de contrainte dans le plan p'-q sont illustrés sur la figure 5 et mettent en évidence la mobilisation du frottement au pic du déviateur ainsi qu'à l'état permanent. On constate que le frottement mobilisé au pic du déviateur est beaucoup plus faible que l'angle de frottement interne du sable vu que la pente de la droite passant entre l'origine et le pic du déviateur n'est que 0,5 pour l'essai 6 et 0,68 pour les deux autres. Donc, il apparaît que le frottement mobilisé au pic du déviateur soit également fonction de l'indice des vides pour un niveau de contrainte isotrope donné. En revanche, le frottement mobilisé à l'état permanent est dans tous les cas voisin de l'angle de frottement interne du sable qui est environ 30°.

Des résultats identiques sont présentés à la figure 6 pour les essais 25 et 17 réalisés à différents indices des vides et au même niveau de contrainte, mais supérieur au précédent.



Fig. 6a., 6b. et 6c. — Courbes effort déformation et pression interstitielle déformation pour les essais consolidés à 750 kPa. Fig. 6a., 6b. and 6c. — Stress - Strain and pore pressure Strain curves for tests consolidated under 750 kPa.



Fig. 5. — Chemins de contraintes pour les essais consolidés à 280 kPa. Fig. 5. — Stress paths for tests consolidated under 280 kPa.

# 6.2. Influence du niveau de contrainte isotrope

Les essais 24, 25, 34, 35, 36 et 37 ont été réalisés sur des éprouvettes de même indice des vides (e = 0.92 + / - 0.007) et consolidés à différents niveaux de contrainte isotrope soit de 30 à 772 kPa. Les résultats de cette série d'essai sont présentés sur les figures 7 et 8.

Le comportement non drainé de ces échantillons au même indice des vides est fonction du niveau de la contrainte isotrope après consolidation. En effet, l'essai 25, qui était soumis à la pression de confinement la plus élevée, se caractérise par l'obtention d'un pic de déviateur pour une déformation axiale d'environ 1,5 % après lequel le déviateur décroît jusqu'à l'obtention de l'état de plasticité parfaite pour une déformation de l'ordre de 10 % (fig. 8a). Le déviateur à l'état permanent est égal à 60 kPa et la pression interstitielle atteint un palier égal à 95 % de la pression de confinement (fig. 8b).

L'essai 35, qui a été soumis à la contrainte isotrope la plus faible, est caractérisé par un pic du déviateur très faible à une déformation axiale de l'ordre de 0,8 % et d'une légère diminution de ce dernier jusqu'à l'obtention d'une valeur constante à l'état de



 Fig. 7a. et 7b. — Courbes effort déformation et pression interstitielle déformation pour les essais consolidés à un indice des vides voisin de 0,92 sous différentes pressions de consolidation.
 Fig. 7a. and 7b. — Stress - Strain and pore pressure - Strain curves for tests consolidated at a voids ratio around 0.92 under different consolidation pressures.

plasticité parfaite égale à 20 kPa, soit le tiers du déviateur correspondant à l'état de plasticité parfaite de l'essai 25 (fig. 8a). En outre, les surpressions générées lors de l'essai 35 n'atteignent que 74 % de la contrainte isotrope de confinement. Le même phénomène a déjà été observé par KONRAD (1990) sur du sable de dune très angulaire.

Les chemins de contrainte dans le plan p'-q sont illustrés sur la figure 8. On constate que le frottement mobilisé au pic du déviateur n'est pas le même pour tous les essais de la série 2. En effet, la pente de la droite passant par les points représentatifs du pic varie entre 0,60 et 0,88. Donc, il apparaît que le frottement mobilisé au pic du déviateur soit également fonction du niveau de contrainte isotrope pour un indice des vides donné. En revanche, le frottement mobilisé à l'état permanent est dans tous les cas voisin de l'angle de frottement interne du sable qui est environ 30°.

#### 7. COURBES UF ET LF POUR LE SABLE D'HOSTUN RF

300

KP0

01-03

II 100

-- 200

D'après les travaux de KONRAD (1990), les échantillons dans la région 1 définissent la courbe UF correspondant à l'état de plasticité parfaite. La région 1 regroupe surtout des essais avec des niveaux de contrainte isotrope et des indices des vides relativement élevés. La courbe UF sera donc définie par les essais 5, 6, 8, 25 et 37. La figure 9 montre les contraintes effectives moyennes en fonction de l'indice des vides pour ces essais. On remarquera que la courbe UF a été déterminée à l'aide des essais 8, 25 et 37 pour lesquels il y a moins de risques d'effondrement durant la phase de saturation. Tel que mentionné antérieurement, lorsque les densités sont trop faibles, des changements de volume, qui ne sont pas mesurés, peuvent se produire durant la phase de saturation et par conséquent les points représentatifs des essais 5 et 6 sont probablement situés trop hauts dans le diagramme e-Log p' à la figure 9.

La courbe LF est obtenue à partir d'essais consolidés dans la région 3 (voir fig. 3). En fait c'est la limite inférieure des points représentatifs de l'état permanent. Par conséquent, la courbe LF est définie par les essais 35, 15 et 17 (fig. 10). Cette courbe est parallèle à la courbe UF, ce qui confirme à la fois l'hypothèse quant à l'indice des vides des échantillons 5 et 6 ainsi que les résultats plus généraux proposés par KON-RAD (1990).

La figure 9 met aussi en évidence le fait que la contrainte effective moyenne à l'état permanent des échantillons consolidés dans une région de transition située entre les régions 1 et 3, soit les essais 20, 24, 34 et 36, est comprise entre les valeurs correspondantes sur les courbes UF et LF pour le même indice des vides.

# 8. CARACTÉRISTIQUES DE L'ÉTAT DE PLASTICITÉ PARFAITE

Les conditions (e, p'<sub>c</sub>) contrôlant les caractéristiques du sable d'Hostun à l'état de plasticité parfaite peuvent être exprimées en fonction du paramètre d'état en utilisant la définition donnée par l'équation 1. La figure 10 montre le rapport p'<sub>s</sub>/p'<sub>sUF</sub> en fonction du paramètre d'état  $\Psi$ i pour les essais de la série 1 et 2. La valeur de p'<sub>sUF</sub> correspond à la valeur de la contrainte effective moyenne sur la courbe UF pour l'indice des vides de l'essai en question alors que p'<sub>s</sub> est la contrainte effective moyenne mesurée à l'état

25 , P'c = 772







Nº 54

Fig. 9. — Interprétation des essais dans le plan indice des vides-pression moyenne effective des différents essais. Fig. 9. — Interpretation of the varioux tests in a diagram voids ratio vs mean effective pressure.



Fig. 10. — Rapport de contraintes finales en fonction du paramètre  $\Psi_{\rm UF}$ . Fig. 10. — Ratio of the final mean effective pressure vs state parameter  $\Psi_{\rm UF}$ 

de plasticité parfaite. Par exemple, pour l'essai 37, p'\_{sUF} est donné par l'abscisse de l'intersection d'une droite horizontale avec une ordonnée égale à 0,928 et de la courbe UF, soit 50 kPa. Le rapport p's/p'\_{sUF} est donc égal à 1,02 puisqu'à l'état de plasticité parfaite la contrainte effective moyenne était égale à 57 kPa. La valeur du paramètre d'état est donnée par la distance verticale entre les points A et A' sur la figue 10, soit 0,062. Pour l'essai 17, p'\_{sUF} est donné par l'abscisse du point B'', soit 1 005 kPa, et le rapport p'\_s/p'\_{sUF} vaut par conséquent 0,228. Le paramètre d'état après consolidation est donné par le vecteur BB', soit -0,012.

La figure 10 indique que lorsque le paramètre d'état est supérieur à + 0,06, l'état de plasticité parfaite obtenu lors d'essai de compression dans la cellule triaxiale correspond à des conditions données par la courbe UF. La courbe  $\Psi(UF)$  est donc la limite inférieure de la région 1 proposée par KONRAD (1990). Pour le sable d'Hostun RF,  $\Psi(UF)$  est égal à + 0,06. Pour des valeurs de  $\Psi$ i inférieures à  $\Psi(UF)$  et supérieures à  $\Psi(LF_+)$ , le rapport p's/p'sUF décroît quasi linéairement jusqu'à une valeur égale à 0,25 pour  $\Psi$ i  $= \Psi(LF+) = + 0.01$ . Finalement, lorsque le paramètre d'état est tel que  $\Psi(LF-) < \Psi i < \Psi(LF+)$ , le rapport p's/p'sUF est constant et vaut environ 0,24. Ce rapport correspond en fait à la valeur de p'sLF/p'sUF, et quantifie la différence entre les contraintes effectives moyennes maximum et minimum à l'état de plasticité parfaite pour le sable d'Hostun.

#### CONCLUSIONS

Les conclusions suivantes peuvent être tirées des résultats des essais de compression non drainés en cellule triaxiale sur des échantillons saturés de sable d'Hostun lâche.

1. Le comportement non drainé du sable d'Hostun dépend à la fois de l'indice des vides et du niveau de contrainte isotrope initial, c'est-à-dire du paramètre d'état initial.

2. Les essais ont mis en évidence l'existence d'une limite supérieure (courbe UF) et inférieure (courbe LF) des contraintes effectives moyennes obtenues à l'état de plasticité parfaite pour le même sable. Les conditions à l'état de plasticité parfaite sont définies uniquement en fonction de la valeur du paramètre d'état initial.

3. Pour une valeur du paramètre d'état supérieure à + 0,06, les contraintes effectives moyennes à l'état de plasticité parfaite seront données par la courbe UF. Par contre, si le paramètre d'état initial est entre - 0,03 et + 0,01, l'état de plasticité parfaite sera caractérisé par la courbe LF. Pour un paramètre d'état intermédiaire, c'est-à-dire entre + 0,01 et + 0,06, les contraintes effectives moyennes à l'état de plasticité parfaite sera cité parfaite seront intermédiaires entre celles données par les courbes UF et LF. Il apparaît que la relation entre ces contraintes et le paramètre d'état est linéaire.

Pour un sable à un indice des vides donné, les conditions caractérisant l'état de plasticité parfaite ne sont donc pas uniques. 4. Les résultats de ces essais sont conformes aux travaux récents de KONRAD (1990) sur des sables ayant des caractéristiques physiques bien différentes de celles du sable d'Hostun. L'étude effectuée a permis d'étendre les concepts proposés par KONRAD (1990) pour le comportement non drainé des sables lâches au sable d'Hostun RF.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Centre Jacques-Cartier et son Directeur Alain Bideau pour l'aide apportée à la réalisation de cette étude, ainsi que le Greco « Rhéologie des Géomatériaux ».

#### BIBLIOGRAPHIE

- ALARCON-GUZMAN A., LÉONARD G.A., CHA-MEAU J.L. (1988), Undrained monotonic and cyclic strenght of sands. Journal of the geotechnical Engineering Division. Proc of the ASCE. Vol. 114 n° 10, October 1988, pp. 1089-1109.
- BEEN K., JEFFERIES M.G. (1985), A state parameter for sands, Geotechnique Vol. 35 n° 2, June 1985, pp. 99-112.
- BIAREZ J., GRESILLON J.M. (1972), Essais et suggestion pour le calcul de la force portante des pieux en milieu pulvérulent. Géotechnique, Vol. 22, n° 2, pp. 433-450.
- BOUSQUET H. (1988), Etude en laboratoire du comportement non drainé d'un sable lâche et application à la liquéfaction statique, rapport de DEA, Institut de Mécanique de Grenoble, Sept. 1988.
- CANOU J. (1989), Contribution à l'étude et à l'élaboration des propriétés de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat, préparée au CERMES-ENPC, soutenue le 20.03.89.
- CASAGRANDE A. (1936), Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of earth fills. Journal of the Boston Society of Civils Engineer, Janvier 1936.
- CASTRO G. (1969), Liquefaction of sands. Thesis, Harvard Soil Mechanics Series n° 81. Harvard University Cambridge Massachussetts.
- COLLIAT J.L., DESRUES J., FLAVIGNY E. (1986), Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de révolution. Revue Française de Géotechnique n° 34, pp. 41-55.
- DJEDID A. (1986), *Etude du comportement non drainé du sable*. Mémoire de DEA, Institut de Mécanique de Grenoble. Sept. 1986.
- FLAVIGNY E., DESRUES J., PALAYER B. (1990), Le sable d'Hostun RF. Note technique, Revue Française de Géotechnique n° 53, pp. 67-69.
- FLAVIGNY E., FORAY P, DARVE F. (1979), Undrainded test of sand. Discussion, Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proc. of the ASCE, Vol. 105, n° 9, sept. 1979, pp. 1126-1129.
- FORAY P., PUECH A. (1976), Influence de la compressibilité sur la force portante à la rupture des

pieux en milieux pulvérulent. Annales ITBTP, Série Sols et Fondations, nº 141, Mai 1976, nº 339.

- KONRAD J.M. (1990), *The minimum undrained* strength of two sands. Accepted for publication. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Proc. of the ASCE, n° GT6 (4), pp. 932-947.
- KRAMER S.L., SEED B. (1988), Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. Journal of the geotechnical Engineering Division. Proc.

of the ASCE, Vol. 114, n° 4, Avril 1988, pp. 412-430.

- SHOLSSER F., CORTÉ J.-F., DORMIEUX L. (1987), Effets dynamiques de l'eau dans les sols. Rapport général, 9<sup>e</sup> Congrès Européen de Mécanique des sols et travaux de Fondation, Dublin, pp. 6.1-6.49.
- SLADEN J.A., D'HOLLANDER R.D., KRAHN J. (1985), The liquefaction of sands, a collapse surface approach, Canad. Geotechnical journal, Vol. 22, n° 4, Dec. 1985, pp. 564-579.

# Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses

Introduction to very loose sand behaviour laws

J. BIAREZ, F. ZIANI Ecole Centrale de Paris\*

Rev. Franç. Géotech. nº 54, pp. 65-73 (janvier 1991)

# Résumé

Après avoir montré que le comportement des sables très peu denses est analogue à celui des argiles normalement consolidées et cherché à définir une contrainte de consolidation fictive pour les sables sans écrasement de particules, on a montré qu'en première approximation, on pourrait formuler des lois de comportement pour les sables analogues à celles issues des travaux de ROSCOE pour les argiles.

# Abstract

After having showed that the behaviour of very loose sand is analogous to that of the normally consolidated clay and having tried to define a fictive consolidation stress for sand without particle crushing, we have shown in a first step that we could formulate a behaviour law for sands similar to those issued from ROSCOE's works for clays.

\* Grande Voie des Vignes, 92290 Chatenay-Malabry.

#### NOTATIONS

$$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$$
; contraintes principales;  
 $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ : déviateur;  
 $\sigma'_{1+}\sigma'_{2+}\sigma'_3$ 

$$p = \frac{-31+32+33}{3}$$
; contrainte moyenne;

 $\epsilon_1$ : déformation axiale ;

e : indice des vides ;

 $\gamma_d$  : poids volumique sec ;

e<sub>max</sub> : maximum ;

e<sub>min</sub> : minimum ;

 $\sigma'_{ijic}$  : tenseur de contrainte de consolidation fictif ; P'ic : pression fictive de consolidation.

# 1. INTRODUCTION

Cette étude fait suite à celle présentée au colloque NSF-CNRS de Cleveland [3] indiquant les hypothèses retenues pour une première approche commune aux sables et aux argiles remaniées.

Le but de cet article est de présenter des résultats expérimentaux montrant que les sables extrêmement peu denses ont un comportement du même type que celui des argiles normalement consolidées et que les sables usuels plus denses ont une analogie avec les argiles surconsolidées.

Ainsi on est amené à définir une contrainte de consolidation dite fictive pour les sables usuels sans écrasement de particules, une élasticité non linéaire pour les petites déformations ( $\epsilon_1 < 10^{-5}$ ) et une limite pseudo-élastique volumétrique comme pour les argiles.

Pour atteindre les très faibles densités, nous avons utilisé un sable légèrement humide dont les caractéristiques sont :

$$\begin{array}{rcl} d60 &=& 0.3 \ \text{mm} \ ; & \frac{d60}{d10} &=& 3\\ \gamma d \ \text{min} &=& 14.5 \ \text{kN/m}^3 \ ; \ e \ \text{max} \ =& 0.84\\ \gamma d \ \text{max} \ =&& 16.5 \ \text{kN/m}^3 \ ; \ e \ \text{min} \ =& 0.62 \end{array}$$

Les manipulations sur un sable très peu dense étant difficiles, il ne faut en retenir que les aspects qualitafifs.

Par ailleurs, des essais de force portante de fondation ont été réalisés sur ces sables très peu denses pour obtenir une logique générale pour ce sujet quelque soit la densité. Cette étude entre dans nos recherches sur la locomotion tous terrains en particulier le compactage provoqué par les engins agricoles et les résultats ont été publiés dans la revue Journal of Terramechanics [7].

# 2. PLASTICITÉ PARFAITE ET INDICE DES VIDES « CRITIQUE »

Les lois de comportement ne peuvent être facilement obtenues que dans des essais où la déformation est homogène. Malheureusement, dans les essais triaxiaux, il se crée souvent des localisations de déformation qui conduisent à des discontinuités cinématiques. Celles-ci produisent l'arrêt de la dilatance dans les plans  $(e - \epsilon_1)$  et (e - p'). La figure 1 rappelle que l'on peut limiter le rôle de ces localisations en utilisant des échantillons de petite hauteur relative H/2R = 0,5 avec antifrettage [8]. On obtient ainsi des relations différentes dans le plan (e - p') suivant que l'échantillon est de grande hauteur relative H/2R = 2,2 (fig. 2), ou de petite hauteur relative H/2R = 0,5 (fig. 3) mais il est difficile d'être certain d'atteindre la plasticité parfaite.

La solution consiste à rechercher une borne supérieure des valeurs (e - p') avec des essais normalement consolidés. La représentation sous forme de cinq figures associées facilite l'analyse de la cohérence des résultats et permet de contrôler sur la cinquième dans le plan  $(e - \log p')$  que la plasticité parfaite est bien parallèle aux compressibilités isotrope et œdométrique dans le domaine de contrainte courant.

Nos expériences montrent que les sables peu denses présentent bien des résultats analogues aux argiles normalement consolidées (fig. 4).

La figure 5 indique que l'on peut atteindre la plasticité parfaite par des essais dilatants habituels mais aussi par des essais contractants ce qui permet d'obtenir une borne inférieure et une borne supérieure pour la relation fondamentale entre l'indice des vides et la contrainte moyenne en plasticité parfaite. Ces bornes sont voisines des résultats obtenus sur un sable de densité intermédiaire.

Les sables très peu denses donnent probablement des indices des vides trop forts étant donné certaines difficultés expérimentales pour mesurer l'indice des vides initial dans l'essai triaxial.

Pour les sols remaniés, on constate en général que la droite de pente M du palier sépare les domaines contractant et dilatant comme l'ont indiqué ROSCOE pour les argiles [5] et LUONG pour les sables [4].

# 3. CHEMIN OEDOMÉTRIQUE

La compression des sables extrêmement peu denses se traduit par une déformation plastique représentée par une droite, dans le plan ( $e - \log p'$ ) (fig. 6), parallèle aux chemins isotropes et de plasticité parfaite précédents. Si on appelait Cc la pente de cette droite, on constaterait qu'elle est du même ordre de grandeur que celle des argiles pour les faibles limites d'Atteberg.

Pour les fortes contraintes (10 MPa), la courbe descend sous cette droite en raison de l'écrasement des particules. Par ailleurs, on a montré que l'indice des

vides « critique » dépendait de  $\frac{d 60}{d 10}$  et qu'il était

voisin de  $e_{max}$  pour une pression moyenne de l'ordre de 0,1 MPa [6].

Le déchargement œdométrique suit un chemin beaucoup plus réversible que le chargement. On pourrait comparer la pente au Cs de l'argile mais il est plus



Fig. 1. – Essais triaxiaux sur sable saturé de différentes hauteurs. Fig. 1. – Triaxial tests on saturated sand of different heights.

logique de retenir la loi élastique non linéaire de Hertz :

Ei = 
$$\frac{3}{2} \left[ \frac{4}{3K(e)} \cdot \frac{Eg}{1 - \nu^2 g} \right]^{2/3} \cdot P^{1/3}$$

où :

- Eg et  $\nu_{\rm g}$  représentent respectivement le module de Young du matériau et le coefficient de Poisson ; - K(e) est une fonction qui dépend de l'indice des vides ;

P est la pression moyenne ;

- Ei est le module d'élasticité isotrope.

L'exposant 1/3 est à remplacer par 1/2 si l'on remplace les sphères régulièrement arrangées par du sable courant. Ces valeurs se retrouvent dans des essais triaxiaux à faible déformation ( $\epsilon_1 < 10^{-5}$ ) (fig. 7) ou dans des essais de résonance. Il en est de même pour les argiles [3]. Par analogie avec les essais œdométriques sur l'argile, on est tenté de parler d'une contrainte limite élastique ou plus généralement d'un tenseur de contrainte de consolidation  $\sigma$ 'ijic pour tenir compte de l'anisotropie.

Pour les essais sur sables de densité élevée sans rupture de particules, on est amené à définir une contrainte fictive de consolidation P'ic sur le prolongement de la droite de pente Cc précédente.

Cette valeur est dite fictive pour les sables courants car elle conduirait à l'écrasement des grains si l'on suivait le chemin œdométrique pour atteindre les densités usuelles in situ. Mais elle est indispensable pour la formulation de la loi de comportement commune aux sables et aux argiles pour les chemins à faible contrainte sans écrasement de particules.














Fig. 10. — Drained tiaxial test on clay.

plus généralement d'un tenseur de contrainte de surconsolidation  $\sigma$ 'ijic pour le cas usuel d'anisotropie.

En pratique, cette anisotropie plus une légère cimentation entre les grains, courante dans les sols non remaniés, conduit à une résistance maximale des sols surconsolidés voisine de cette surface limite élastique volumétrique.

Pour les calculs pratiques de remblais sur les sols normalement consolidés, on sort rapidement de cette surface ; on peut donc négliger les aspects non linéaires et non réversibles intérieurs à cette surface.

## CONCLUSION

Les essais triaxiaux effectués sur les sables extrêmement peu denses mettent en évidence une densification analogue à celle des argiles normalement consolidées. Les valeurs finales sont approximativement alignées sur une droite dans l'espace ( $e - \log p'$ ) voisine de celle des sols surconsolidés.

En essayant de définir un tenseur fictif de consolidation dont dépend une surface pseudo-élastique volumétrique, il serait possible de faire les mêmes hypothèses simplificatrices et donc de formuler les mêmes lois de comportement pour les argiles et les sables.

Evidemment pour les argiles, il faut faire intervenir les dérivées par rapport au temps des tenseurs contrainte et déformation pour expliquer les phénomènes liés à la « consolidation secondaire »...

### BIBLIOGRAPHIE

- J. BIAREZ et al. (1969), Propriétés mécaniques des sols sous diverses sollicitations. Proc. 7th Int. Soil Mech. Montréal Vol. 1, pp. 165-169.
- [2] J. BIAREZ, B. CAMBOU (1971), Compressibilité des milieux pulvérulents sur chemin isotrope ou œdométrique et rupture des particules. Bulletin spécial des laboratoires des Ponts et Chaussées, 17-19 mai 1971.
- [3] J. BIAREZ, P.Y. HICHER (1987), Simplified hypotheses on mechanical properties equally applicable to sands and clays. Conference introductive à International Workshop in Constitutive Equations for granular non cohesive soils. July, 1987, Cleveland USA.

- [4] M.P. LUONG (1980), Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents. Revue Française de Géotechnique n° 10, pp. 39-53.
- [5] ROSCOE K.H. (1958), Shofield A.N. and C.P. Wroth. On the yielding of soils. Géotechnique n° 8, pp. 22-53.
- [6] ZERVOYANIS (1982), Etude synthétique des propriétés mécaniques des argiles saturées et des sables sur chemin œdométrique et triaxial de

révolution. Thèse de Docteur-Ingénieur. Ecole Centrale de Paris.

- [7] F. ZIANI, J. BIAREZ (1990), Pressure-sinkage relationship for tyres on very loose sand. Journal of terramechanics vol. 27, n° 3.
- [8] F. ZIANI (1987), Contribution à l'étude du compactage des sols : cas particulier du comportement des sables très peu denses. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences de Gembloux.

## ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES FORMATION CONTINUE

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

Conception et construction des chaussées	29 au 31 janvier	Paris
La maîtrise de la qualité dans les terrassements	5 au 7 février	Orléans
Recherche et innovation dans le génie civil : les voies de valorisation	12 et 13 mars	Paris
La maîtrise de la qualité en chaussées	12 au 14 mars	Ile-de-France
Conduite d'un projet d'ouvrage d'art courant : conception, calcul, exécution	19 au 21 mars	Paris
Dimensionnement des chaussées neuves	19 au 22 mars	Paris
Colloque international : fondations profondes	19 au 21 mars	Paris
Les enrobés à chaud	26 au 28 mars	Nantes
La qualité des ouvrages d'art : du concept à l'action	26 au 28 mars	Paris
Protection des eaux souterraines et des sols contre les pollutions	8 au 12 avril	Paris
Conception et calcul des ponts à poutrelles enrobées	9 et 10 avril	Paris
Assises de chaussées	9 au 11 avril	Paris
Le traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques	9 au 12 avril	Lille
Géologie de l'ingénieur	15 au 19 avril	Lamalou-les-Bains ou Millau

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).

## consignes de rédaction des articles

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

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

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

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

Les manuscrits doivent être adressés en triple exemplaire pour examen au Comité de Lecture de la Revue Française de Géotechnique, Presses de l'ENPC - F. Adam - 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris.

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

## PRÉSENTATION DU MANUSCRIT

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

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

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

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

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

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

Le nom de l'auteur sera donné en première page après le titre et sera suivi de la position actuelle (fonction, emploi, lieu) décrite avec précision et concision.

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

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

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

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

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

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

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

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

Les légendes des figures et les indications indispensables à leur compréhension seront bilingues, en français et en anglais.

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

Les photographies ne seront acceptées que si elles présentent un intérêt particulier et sont réellement indispensables à la compréhension du texte. Les photographies (exemplaire original bien contrasté, sur papier brillant) seront fournies en trois exemplaires. Elles seront numérotées suivant l'ordre « chronologique » d'apparition des figures et photographies et leur légende sera donnée dans le texte. Les photographies présentées seront prises en compte avec toutes les figures pour l'évaluation de la longueur totale du manuscrit. Les figures seront dessinées à l'encre de Chine et sur calque. On fournira ce calque et deux tirages (sur fond blanc). La dimension des figures (et photographies sera telle qu'une réduction conduira à une largeur «publiée» dans la RFG de 75 à 85 mm. Les lettres devront être bien lisibles après réduction. On utilisera sur l'original des lettres (Letraset, par ple) ayant au moins 5 mm de haut et 4 mm de large avec une épaisseur de 1,5 mm et si possible 2 mm. Les explications et descriptions seront données dans le texte en rappelant entre parenthèses le numéro (défini ci-dessus) de la figure considérée. Les indications portées sur les figures devront se borner à des symboles et dimensions avec un seul titre très concis.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

On portera un soin particulier à l'emploi des accolades, crochets et parenthèses en respectant la hiérarchie suivante : [[()]].

On utilisera l'exposant 1/2 de préférence au signe  $\sqrt{}$  et l'exposant -1 de préférence au signe /. Exemple: écrire (ax<sup>-1</sup> tg y) plutôt que (a/x) tg y. Pour l'emploi d'exponentielles avec exposants compliqués, écrire:

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

L'auteur devra également surveiller l'emploi de ', ", des indices supérieurs et inférieurs et penser à les faire bien apparaître dans la liste des notations. 7. Les références citées dans le texte doivent être rassemblées en ordre alphabétique dans une «liste de références» donnée en annexe à la fin du manuscrit. Toutes les références données doivent être accessibles et il faut proscrire d'une manière générale les informations non publiées.

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

### Articles de revues

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

WOODS R.D. (1968), Screening of Surface Waves in Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the ASCE, vol. 94, n° SM4, Ann. Arbor., Mich. USA, juillet 1968, pages 951-954.

### Livres

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

TERZACHI K. (1943), Chap. IX Stability of Slopes. Theoretical Soil Mechanics, 4<sup>e</sup> édition John Wiley and Sons Inc., 1947, pages 144-152.

## Thèses

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

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

#### Communication à un Congrès (ou Conférence)

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

DANTU P. (1961), Etude Mécanique d'un milieu Pulvérulent Formé de Sphères égales de Compacité Maxima. Juillet 1961, Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Paris. ACHEVÉ D'IMPRIMER SUR LES PRESSES DE L'IMPRIMERIE CHIRAT 42540 ST-JUST-LA-PENDUE EN JANVIER 1991 DÉPÔT LÉGAL 1991 N° 5587

IMPRIMÉ EN FRANCE