# REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE

GEOMPA (HEnunden han

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





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

## REVUE FRANÇAISE DE

## GEOTECHNIQUE

#### N°7 MAI 1979

## sommaire

résumés	3
poinçonnement d'un sol élastique anisotrope M. Dahan	5
méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement M. Boulon - J. Desrues - P. Foray	11
la séismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique P. Gevin	23
analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi F. Tavenas - M. Brucy - J.P. Magnan - P. La Rochelle - M. Roy	29
détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents — application au calcul d'essais triaxiaux J. Monnet - J. Gielly	45
choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles D. Cordary - J.P. Giroud - J.P. Obin	57
informations	73
Revue Française de Géotechnique 4 numéros par an Editeur : Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 28 rue des Saints-Pères 75007 Paris Tél. 260 34 13 et 260 14 80 Directeur de la Publication : E. Absi Président du Comité de Direction : A. Pasquet Comité de Direction : P. Habib - M. Haffen - E. Tincelin - E. Absi Directeur du Comité de Rédaction : P. Londe Comité de rédaction : J. Goguel - J. Kérisel - G. L'Hériteau - J. Mandel - A. Mayer - M. Panet - M. Rat - J. Salençon - F. S	chlosser
Abonnement annuel : France : 220 FF – étranger : 250 FF Prix du numéro : 65 FF	

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

Monsieur GERBALDI Directeur de la Formation Continue Ecole Nationale des Ponts et Chaussées 28 rue des Saints-Pères F 75007 PARIS (FRANCE)

#### **REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE**

Nom/Name\_\_\_\_

Prénom/Christian name \_\_\_\_\_

Organisme/Company\_\_\_\_\_

Adresse/Address \_\_\_\_\_

#### Bulletin d'abonnement/Subscription order form

Abonnement annuel - 4 numéros/Annual subscription - 4 issues

France 220 F Etranger/foreign countries 250 F

Je déclare m'abonner à la Řevue Française de Géotechnique et vous adresse ci-joint le règlement (chèque bancaire libellé à l'ordre de «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

I subscribe to the **Revue Française de Géotechnique** and hereby enclose the payment (check to the order of «Anciens ENPC – Formation Permanente»)

#### Bulletin de commande/Order form

Je souhaite recevoir \_\_\_\_\_ exemplaires du n°3 Spécial «Ancrages dans les sols»
 Prix : 100 F plus frais d'expédition (10 F pour la France, 15 F pour l'étranger)

l order\_\_\_\_\_ copies of n°3 Special «Ground anchors» Price : 100 FF plus postage (10 FF for France, 15 FF for foreign countries)

### résumés

#### poinçonnement d'un sol élastique anisotrope par M. Dahan

La distribution des contraintes et des déplacements à l'intérieur d'un massif semi-infini transversalement isotrope soumis à un poinçonnement a été déterminée. On considère d'abord le cas d'un chargement axisymétrique quelconque appliqué normalement en surface.

On calcule ensuite la répartition de la pression sous un poinçon rigide ; on se ramène ainsi au problème précédent.

Le résultat suivant a été obtenu : pour un poinçon rigide, la distribution de la pression à la surface du massif est la même que si le milieu était isotrope, ce qui justifie l'utilisation en Mécanique des Sols d'un coefficient expérimental du type module de réaction.

#### méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement

par M. Boulon - J. Desrues - P. Foray

Les auteurs présentent une application de leur programme général de calcul des pieux, au cas de l'arrachement, sous sollicitation verticale monotone, ainsi que les vérifications expérimentales correspondantes.

Le calcul est réalisé grâce à la méthode des éléments finis traditionnelle ; la loi de comportement du sol est l'élasticité linéaire isotrope. La nouveauté du calcul réside dans l'utilisation d'une loi d'interface au contact sol-pieu : cette loi est de type Coulomb (frottement-glissement). Des résultats sont présentés pour le cas du massif homogène et celui du bicouche.

Les vérifications expérimentales sont conduites dans la cuve d'essai du laboratoire «sols» de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Une attention toute particulière est portée à l'influence du mode de mise en place sur le comportement du pieu.

Il convient de remarquer que, pour ce type de sollicitation, des hypothèses très simples pour le sol (élasticité) et une loi d'interface classique (Coulomb) permettent de décrire le comportement du pieu depuis les faibles charges jusqu'à la charge limite d'arrachement.

#### analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

par F. Tavenas - M. Brucy - J.P. Magnan -P. La Rochelle - M. Rov

La prévision des vitesses de tassement des ouvrages sur sols fins est habituellement effectuée avec la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, mais ces calculs conduisent fréquemment à des résultats peu satisfaisants.

L'utilisation d'une méthode de résolution numérique a permis de traiter la consolidation unidimensionnelle avec des hypothèses moins restrictives que celles de Terzaghi et de mieux comprendre l'influence de certains facteurs (surconsolidation du sol, notamment) sur le déroulement de la consolidation.

L'article présente les résultats de cette étude théorique.

Après un rappel de la théorie de Terzaghi, de ses hypothèses et de leurs implications, il décrit les résultats de calculs effectués à l'aide du programme CONMULT, dans lequel le sol a une loi de compressibilité linéaire en coordonnées semi-logarithmiques, une perméabilité variable avec l'indice des vides et un coefficient de consolidation variable et recalculé à chaque itération du calcul : pour le chargement œdométrique d'une éprouvette de sol fortement surconsolidé, le comportement calculé diffère sensiblement des prévisions de la théorie de Terzaghi, au niveau notamment de l'évolution des isochrones de surpression interstitielle.

Les auteurs concluent que la théorie de Terzaghi ne permet pas une prévision satisfaisante de l'évolution des surpressions interstitielles au cours du temps et que cela est dû notamment au fait que le coefficient de consolidation c<sub>v</sub> n'est pas un paramètre intrinsèque du sol et qu'il varie à chaque instant.

#### détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents – application au calcul d'essais triaxiaux par J. Monnet - J. Gielly

La définition, pour un sol, de la loi liant les contraintes aux déformations permet, grâce au calcul sur ordinateur, de prévoir le comportement d'ouvrages complexes.

La présente communication résoud théoriquement le problème de l'écrouissage, dans le cas de la contrainte moyenne constante ou variant peu. La démonstration s'appuie sur la formule de Frydman qui exprime la variation de l'énergie de déformation du sol. On en déduit la direction de la déformation plastique, puis sa longueur. Les formules obtenues sont directement applicables à la méthode des contraintes initiales dans un calcul par éléments finis.

On étudie ensuite la direction de la déformation plastique à la rupture, ce qui permet de compléter le modèle théorique présenté grâce à l'hypothèse de la plasticité non standard.

Les calculs de plusieurs séries d'essais triaxiaux, réalisés sur des matériaux divers (de façon à faire varier les quatre paramètres), montrent la bonne coïncidence entre les résultats théoriques et expérimentaux. Ceci permet de conclure à la validité de la loi proposée.

#### la séismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique par P. Gevin

Un séisme, conséquence d'une rupture, se localise systématiquement dans des «zones séismiques» où la distribution générale de la contrainte est horizontalement «extensive» ou «compressive». Plusieurs exemples sont étudiés pour justifier l'addition algébrique de la contrainte supplémentaire engendrée par l'eau d'un lac réservoir, aux contraintes préexistantes. Lorsque ces dernières sont naturellement proches de la rupture, l'addition en cause est capable de déclencher un séisme qualifié d'«induit». On propose que les processus sont identiques aussi bien pour les séismes toutà-fait superficiels de faible magnitude (M < 4) que pour les séismes à foyers plus profonds (quelques km) éventuellement destructeurs (4  $\leq$  M  $\leq$  6,5).

#### choix de la profondéur de reconnaissance pour les fondations superficielles

par D. Cordary - J.P. Giroud - J.P. Obin

Le but de l'étude qui suit est de proposer aux ingénieurs des règles pratiques pour la détermination des sondages de reconnaissance en vue du calcul des fondations. Le problème a été abordé sous l'angle du risque que ferait courir à la fondation l'existence d'une couche de faibles propriétés mécaniques, juste en dessous du terrain reconnu. En examinant successivement le risque d'instabilité et le risque de tassement, nous proposons trois critères à appliquer dans tous les cas, critères qui conduisent à trois valeurs de profondeur de reconnaissance dont il faudra retenir la plus grande. Des exemples pratiques d'applications sont donnés.

#### consolidation theory Isnoisnamib-ano s'ifgeraghi's one-dimensional

- nangana - M. Brucy - J.P. Magnan -

P. La Rochelle - M. Roy

results that are not very satisfactory. consolidation theory, although these calculations frequently give Predictions of the settlement rate of compressible foundation soils are usually made on the basis of Terzaghi's one-dimensional

hypotheses than those of Terzaghi's theory and to understand better the influence of the process of consolidation of such facproblem of one-dimensional consolidation with less restrictive The use of a numerical method enabled the authors to solve the

tors as soil overconsolidation.

efficient of consolidation varies wint rile vola faito and rile con-esch step of the computation). The calculated adometric be-haviour of a specimen of heavily overconsolidated soil signifi-cantly differs from that predicted on the basis of Tersaghi's theory, especially for the variation of pore pressure. coefficient of permeability varies with the void ratio and the co-After a detailed description of Terzaghi's theory, with its hypo-theses and their implications, the results obtained by means of the computer program CONMULT are presented. In this pro-gram, soil compressibility is described as a logarithmic law, the The paper presents the results of this theoretical study.

.Visuountinuos satisfactorily the variation of pore pressure with time and it is in particular due to the fact that the coefficient of consolidation  $c_V$  is not an intrinsic soil parameter but on the contrary varies The authors conclude that Terzaghi's theory does not predict

#### steat leixeint to noitetuqmoo of non cohesive soils determination of a model of behaviour

VII9iD .L - JannoM .L Vd

the mean stress is constant or has small variation. This work uses A theoretical approach of work-hardening of soils is given when This paper develops a model giving strain versus stress in a soil. The processing is possible by this model ; processed on a com-puter, this yields knowledge on the behaviour of complex works.

a relation described by Frydman, giving variation of soil strain energy, to deduct direction and length of plastic strain. The re-lations can be applied directly to the initial stress method by finite element method.

The direction of plastic strain at the limit equilibrium is investi-gated, allowing to complete the model by use of the theoretical principle of non-associated behaviour.

a good correlation between experimental and theoretical results. This proves the validity of the described model. rials, in order to have a variation of four parameters, show Computation of several triaxial tests made on different mate-

#### Dy P. Gevin in their geological context inducted seismicity of storage lakes

ing stresses. When these stresses are naturally close to rupture, addition of the supplementary stress is able to trigger an earth-quaske qualified as «induced». visinematic and the signature of a solution of the subscription of horizontally «extensive» or «compressive». Several examples are cated in «seismic zones» where the stress general distribution is An earthquake, consequence of a rupture, is systematically lo-

deeper seated (several kilometres) and eventually destructive (4 < M < 6.5) earthquakes. superficial and weak magnitude (M < 4) earthquakes as for the The processes are claimed to be identical as well for the entirely

7

#### by D. Cordary - J.P. Giroud - J.P. Obin for superficial foundation determination of soil exploration depth

retained. Possible applications are suggested. three criteria giving three different depths. The greatest is to be The risk that the existence of a low strength layer under the ex-plored soil would create has been specially studied. Successive investigations of the risks of rupture and settlement lead to pread to the risks of rupture and settlement lead to buse the approximation of the risks of rupture and settlement lead to buse the approximation of the risks of rupture and settlement lead to buse the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the risks of rupture and settlement lead to be the approximation of the risks of rupture and settlement lead to the rupture approximation of the risks of rupture and settlement lead to the rupture approximation of the risks of rupture and settlement lead to the rupture approximation of This paper aims at giving to engineers practical rules for deter-

## səliemmus

modulus of subgrade reaction is justified.

to the previous one.

by M. Dahan

is applied on its surface.

by M. Boulon - J. Desrues - P. Foray a method for computing piles uplift

This paper applies a general computing programme to the par-ticular problem of a pile under monotonous uplift-loading ;

The use in Soil Mechanics of an experimental coefficient such as It is observed that for a rigid punch, the normal pressure on the surface is the same as in the case of an isotropic half-space.

is determined, and, in this way, the problem is thus reduced In the next section, the pressure distribution on the rigid punch

The stress and displacement distribution inside a transversely isotropic half-space is given, first when an axisymmetric load

lios oidontosins oitsele ne to pnidonuq

a comparison with results of experiments is presented.

soils are considered. Classical Finite-Element method is used, assuming an isotropic linear elastic behaviour for the soil mass; the particular feature of the pile-calculation consists in using the Mohr-Coulomb law set the pile-soil interface. Both homogeneous and two layered

is carefully examined. Experimental tests are performed in the sand pit of the Institut de Mécanique de Grenoble. Influence of the pile construction

.sbsol ffilqu interface rupture criterion (Coulomb) yields results which agree reasonably well with pile behaviour from small loads to limit rheological law for soil (elasticity) associated with a classical It should be emphasized that, for such loadings, a very simple

## poinçonnement d'un sol élastique anisotrope

par

#### M. Dahan

Ingénieur, Attaché de Recherches C.N.R.S. Laboratoire de Mécanique des solides\*

#### 1 Introduction

Pour la prévision des tassements, il est courant en Mécanique des Sols de simplifier le comportement des terres et de les considérer comme des corps élastiques pour obtenir des résultats approchés.

Jusqu'à présent, la plupart des calculs ont été faits en utilisant comme modèle mathématique le massif semi-infini, homogène, élastique et isotrope. Des solutions à ce problème ont été données par Boussinesq dès 1885. En fait, le sol n'est pas parfaitement isotrope, et cela peut expliquer certains désaccords entre la théorie et l'expérience.

Le simple dépôt, la sédimentation, la consolidation du sol sous l'effet du poids propre, peuvent entraîner l'apparition d'une anisotropie. Les propriétés du sol dans les directions horizontales et verticales ont alors des différences significatives. En supposant la symétrie des propriétés élastiques du sol autour de la verticale, on peut le considérer comme un massif semi-infini transversalement isotrope. Nous avons vérifié cette propriété sur divers échantillons de sols par la mesure des coefficients élastiques.

Le but de cet étude est de donner la distribution des contraintes et des déplacements à l'intérieur d'un sol à isotropie transversale lorsqu'il est soumis à des chargements axisymétriques sur sa surface libre, puis de déterminer la répartition des pressions sous un poinçon rigide, ainsi qu'une relation entre la force de poinçonnement et la profondeur de pénétration du poinçon dans le sol.

Les résultats obtenus montrent que la distribution des pressions sous le poinçon est la même que si le massif était isotrope ; pour le tassement à la surface du massif, il suffit simplement de remplacer le module  $2(1 - v^2) / E$  du cas isotrope par un certain coefficient q. Nous généralisons ainsi tous les résultats connus pour le massif isotrope à partir de la formule de Boussinesq, en ce qui concerne la distribution des contraintes sous le poinçon et le tassement en surface, au milieu transversalement isotrope. Ces résultats sont illustrés par un certain nombre de courbes montrant l'influence de l'anisotropie sur les contraintes et les déplacements.

\* Le Laboratoire de Mécanique des Solides est une équipe de Recherche associée au C.N.R.S. (Groupe Commun Ecole Polytechnique, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).

#### 2 Chargements axisymétriques.

Nous nous proposons de généraliser au cas d'un chargement quelconque la méthode que nous avons utilisée (Dahan, 1975 ; Dahan et Zarka, 1977) pour la résolution du contact élastique d'une sphère avec un massif semi-infini.

Considérons un massif semi-infini transversalement isotrope dont la surface est délimitée par le plan horizontal (r,  $\theta$ ) et dont l'axe de symétrie élastique (z) est vertical. Ce matériau est défini par cinq coefficients élastiques a<sub>ii</sub>.

Les relations contraintes-déformations associées aux problèmes à symétrie axiale sont :

$$\epsilon_{rr} = a_{11}\sigma_{rr} + a_{12}\sigma_{\theta\theta} + a_{13}\sigma_{ZZ},$$
  

$$\epsilon_{\theta\theta} = a_{12}\sigma_{rr} + a_{11}\sigma_{\theta\theta} + a_{13}\sigma_{ZZ},$$
  
(1) 
$$\epsilon_{ZZ} = a_{13}\sigma_{rr} + a_{13}\sigma_{\theta\theta} + a_{33}\sigma_{ZZ},$$

$$\gamma_{\Gamma Z} = a_{44} \sigma_{\Gamma Z}$$

où les déformations sont définies à partir des composantes (u, , u\_{\theta}=0, w) du déplacement par les relations :

$$\epsilon_{rr} = \frac{\partial u_r}{\partial r}$$
$$\epsilon_{\theta\theta} = \frac{u_r}{r}$$

(2)

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z}$$
$$\gamma_{rz} = \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}$$

Les équations d'équilibre sont :

$$\frac{\partial \mathbf{r}}{\partial \sigma_{\rm rr}} + \frac{\partial \sigma_{\rm rz}}{\partial \sigma_{\rm rz}} + \frac{\sigma_{\rm rr} - \sigma_{\theta\theta}}{\sigma_{\rm rr}} = 0$$

(3)

$$\frac{\partial c}{\partial r} + \frac{\partial c}{\partial \sigma^{zz}} + \frac{c}{\sigma^{zz}} = 0$$

et les équations de compatibilité transformées par les relations (1) s'écrivent :

$$\begin{aligned} (a_{11} - a_{12}) & (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) - r \frac{\partial}{\partial r} (a_{12}\sigma_{rr} + a_{11}\sigma_{\theta\theta} + a_{13}\sigma_{ZZ}) \\ &= 0, \\ (4) \\ \frac{\partial^2}{\partial z^2} (a_{11}\sigma_{rr} + a_{12}\sigma_{\theta\theta} + a_{13}\sigma_{ZZ}) \\ &+ \frac{\partial^2}{\partial r^2} (a_{13}\sigma_{rr} + a_{13}\sigma_{\theta\theta} + a_{33}\sigma_{ZZ}) - a_{44} \frac{\partial^2 \sigma_{rZ}}{\partial r \partial z} = 0. \end{aligned}$$

Les conditions aux limites sont telles que : a) pour r ou z infini :

(5) 
$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= \sigma_{\theta\theta} = \sigma_{zz} = \sigma_{rz} = 0, \\ u_r &= u_\theta = w = 0, \end{aligned}$$

b) à la surface du massif (z = 0) :

(6) 
$$\sigma_{rz}(r,0) = 0$$

(7) 
$$\sigma_{zz}(r,0) = -p(r)$$

où p(r) désigne la distribution des pressions appliquée normalement à la surface du massif, fonction nulle à l'extérieur du contact.

Nous avons ainsi posé de (3) à (7) les équations mathématiques définissant le problème de mécanique considéré.

Introduisons une fonction intermédiaire  $\phi$  telle que :

$$\sigma_{rr} = -\frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{b}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + a \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{\partial}{\partial z} \left( b \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial r}{\partial \varphi} + a \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right)$$
(8)
$$*\sigma_{zz} = -\frac{\partial}{\partial z} \left( c \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{c}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + d \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right)$$

$$\sigma_{rz} = -\frac{\partial}{\partial r} \left( \frac{\partial^2 \varphi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \varphi}{\partial r} + a \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} \right)$$

où les coefficients a, b, c, d sont définis comme suit :

$$a = a_{13} (a_{11} - a_{12}) / (a_{11}a_{33} - a_{13}),$$
  

$$b = [a_{13}(a_{13} + a_{44}) - a_{12}a_{33}] / (a_{11}a_{33} - a_{13}),$$
  

$$a = [a_{13}(a_{13} - a_{12}) + a_{13}a_{13}] / (a_{11}a_{33} - a_{13}),$$

$$c = [a_{13}(a_{11} - a_{12}) + a_{11}a_{44}] / (a_{11}a_{33} - a_{13}),$$
  
$$d = (a_{11} - a_{12}^2) / (a_{11}a_{33} - a_{13}),$$

Nous avons montré (Dahan, 1975 ; Dahan et Zarka, 1977) que le problème est résolu si cette fonction s'écrit sous la forme :

10) 
$$\varphi(r,z) = \frac{1}{f(s_1-s_2)} \int_{0}^{\infty} (p_2 e^{-s_1 m z} - p_1 e^{-s_2 m z}) p^H(m) J_0(mr) \frac{dm}{m^2}$$

avec les notations suivantes :

(9)

$$\frac{s_1}{s_2} = \left[ (a + c + \sqrt{(a+c)^2 - 4d}) / 2d \right]^{1/2} ,$$

$$\begin{split} p_i &= 1 - a s_i^2 \;, \\ q_i &= s_i^2 \; (a_{33} d \; -2 a_{13} a) \; - \; a_{44}, \end{split}$$

(11) 
$$f = (d - ac) / \sqrt{d} ,$$
 
$$\lambda = (1 - b) / f ,$$

 $q = \lambda(a_{11} - a_{12}) (s_1 + s_2)$ 

et où  $p^{H}(m)$  est la transformée de Hankel d'ordre zéro du chargement p(r) :

12) 
$$p^{H}(m) = \int_{0}^{\infty} r J_{o}(mr) p(r) dr$$
.

J<sub>o</sub> désigne la fonction de Bessel de première espèce et d'ordre zéro.

En introduisant l'expression (10) de la fonction intermédiaire dans les relations (8), nous obtenons pour les contraintes et les déplacements les expressions suivantes valables en tout point du massif semi-infini :

$$\begin{split} \sigma_{rr} &= [\lambda(s_1p_2D_1 - s_2p_1D_2) - (s_1A_1 - s_2A_2)/\sqrt{d}] / (s_1 - s_2) \\ \sigma_{\theta\theta} &= \{-\lambda(s_1p_2D_1 - s_2p_1D_2) - \\ [s_1p_2 (b-as_1^2)A_1 - s_2p_1 (b-as_2^2)A_2]/f\}/(s_1 - s_2) \\ \sigma_{ZZ} &= (s_2A_1 - s_1A_2) / (s_1 - s_2) \end{split}$$

(13)

$$\begin{split} \sigma_{TZ} &= (C_1 - C_2) \ / \ (s_1 - s_2) \ \sqrt{d} \\ u_T &= - \ \lambda r \ (s_1 p_2 D_1 - s_2 p_1 D_2) \ (a_{11} - a_{12}) \ / \ (s_1 - s_2) \\ w &= r(q_1 p_2 B_1 - q_2 p_1 B_2) \ / \ f(s_1 - s_2) \end{split}$$

où nous posons :

$$\begin{split} A_{i} = & \int_{o}^{\infty} e^{-ms_{i}z} \, J_{o}(mr) \, p^{H}(m) \, m \; dm \; , \\ B_{i} = & \frac{1}{r} \int_{o}^{\infty} e^{-ms_{i}z} \, J_{o}(mr) \, p^{H}(m) \; dm \; , \end{split}$$

(14)

$$\begin{split} i &= -1, 2 \\ C_i &= \int_o^\infty e^{-ms_i z} J_1(mr) \ p^H(m) \ m \ dm \ , \\ D_i &= \frac{1}{r} \int_o^\infty \ e^{-ms_i z} J_1(mr) \ p^H(m) \ dm \ . \end{split}$$

Nous avons ainsi déterminé pour tout chargement p(r) le comportement du sol correspondant.

#### 3 Poinçons rigides axisymétriques

Dans le cas du contact du sol avec un poinçon rigide, la fonction p introduite en (7) est à déterminer ; nous la savons simplement nulle à l'extérieur du cercle de contact ( $r > r_o$ ). Les seules données du problème sont la forme du poinçon f(r) et la profondeur de pénétration  $w_o$  ou la force de poinçonnement P. A l'intérieur du contact, au lieu de l'hypothèse (7), nous avons une condition aux limites en déplacement :

(15) 
$$w(r,0) = w_o - f(r)$$
  $r \le r_o$ .

A la surface du massif, les conditions aux limites s'écrivent, d'après les relations (13) avec z = 0, de la façon suivante :

$$w(r,0) = q \int_{o}^{r} J_{o}(mr) p^{H}(m) dm = w_{o} - f(r) \text{ si } 0 \leqslant r \leqslant r_{o}$$
(16)

En supposant p<sup>H</sup> de la forme :

(17) 
$$p^{H}(m) = \int_{0}^{r_{o}} \chi(t) \cos(mt) dt$$

la condition (16) pour  $r>r_o$  est identiquement vérifiée. Pour  $r\leqslant r_o$ , nous déduisons de cette même condition l'équation intégrale d'Abel :

(18) q 
$$\int_{0}^{r} \chi(t) (r^{2} - t^{2})^{-1/2} dt = w_{0} - f(r)$$

dont la solution s'écrit :

(19) 
$$\chi(t) = \frac{2}{q\pi} [w_o - t \int_o^t f'(r) (t^2 - r^2)^{-1/2} dr].$$

£

Pour des profils de poinçons réguliers, sans discontinuité de plans tangents, p(r) reste fini sur le bord du cercle de contact. Nous montrons (Dahan, 1979) que cette condition est équivalente à :

(20) 
$$\chi(r_{o}) = 0.$$

De l'inégalité (19), nous déduisons pour t =  $r_o$ , l'importante relation entre la profondeur  $w_o$  de pénétration du poinçon et le rayon  $r_o$  du cercle de contact :

÷

(21) 
$$w_o = r_o \int_o^{\cdot} f'(r) (r_o^2 - r^2)^{-1/2} dr$$
.

Nous avons aussi la répartition des pressions sous le poin- con et sa transformée en fonction de  $\chi$  :

$$p(r) = -\int_{r}^{r_{o}} \chi'(t) \ t(^{2} - r^{2})^{-1/2} \ dt \qquad r \leqslant r_{o} \ , \label{eq:prod}$$

(22)

Pour la force de poinconnement, nous avons la relation :

(23) 
$$P = 2\pi \int_{0}^{r_{o}} \chi(t) dt$$

Il est aussi facile d'exprimer le tassement à l'extérieur du contact :

$$(24) w(r,0) = q \int_{0}^{r_{o}} \chi(t) (r^{2} - t^{2})^{-1/2} dt \qquad r > r_{o}.$$

En conclusion, les formules (19) et (22) permettent de déterminer la répartition des pressions p(r) sous le poinçon. L'expression (21) détermine le rayon du cercle de contact en fonction du déplacement imposé  $w_o$  et du profil du poinçon. Nous avons ainsi ramené le problème du poinçon rigide à celui d'un chargement axisymétrique par une distribution de pression p(r) sur un cercle de rayon  $r_o$  : c'est le problème qui a été traité au paragraphe précédent.

Pour des poinçons particuliers, le tableau suivant donne les principaux résultats (Dahan, 1979).

Poinçon	Plat	Sphérique	Conique
f (r) Profil du poinçon	0	r <sup>2</sup> /2R	r cotg θ-
₩ <sub>0</sub> Déplacement imposé	Wo	ro²/R	$\frac{\pi}{2}$ ro cotg $\theta$
P Force de poinçon- nement	4woro/q	8w <sub>o</sub> √w <sub>o</sub> R/3q	4 tgθ w <sub>0</sub> <sup>2</sup> / q π
P(r) Pression sous le poinçon	$\frac{2 w_0}{q \pi} (r_0^2 r^2)^{-1/2}$	$\frac{4}{9\pi R} (r_0^2 - r^2)^{V_2}$	<u>cotg</u> ® arg ch <u>ro</u> q
p <sup>H</sup> (m) Transformée de p (12)	<u>2wo</u> sin(mro) qπm	$\frac{4 r_0}{q \pi R m^2} \left( \frac{\sin m_0}{m r_0} - \cos m r_0 \right)$	<u>cotg</u> θ (1-cos m r <sub>o</sub> ) ¶m²

#### 4 Etude du coefficient q.

D'après les formules (22) et (24), on remarque qu'à la surface du massif, la pression de poinçonnement p(r) et les tassements w peuvent être déduits de la solution isotrope (Sneddon, 1965); il suffit simplement de remplacer le coefficient q par le module  $2(1 - v^2)/E$  du cas isotrope.

Par conséquent, tous les résultats obtenus pour le massif isotrope à partir de la formule de Boussinesq en ce qui concerne la distribution des contraintes sous le poinçon et le tassement à l'intérieur comme à l'extérieur du contact sur la surface du massif, s'étendent au milieu à isotropie transversale.

Ces résultats apportent aussi une justification aux calculs pratiques de tassement de sols faits en utilisant un module expérimental obtenu à partir de l'enfoncement d'une plaque rigide sous une force donnée, comme le module de Westergaard (module de réaction). Ce module joue le rôle du coefficient q et tient compte de l'anisotropie.

Bien entendu, quand on s'écarte de la surface z = 0, les résultats ne sont plus les mêmes que pour un massif isotrope. Pour montrer l'influence de l'anisotropie, nous donnons ci-dessous pour le poincon plat et à titre de curiosité pour le poinçon conique, les isovaleurs de la contrainte normale ozz et celles du déplacement vertical w pour deux sols anisotropes et deux sols isotropes tels que, dans chacun des deux cas, le coefficient q soit égal au module 2  $(1 - v^2)/E$ . Ces courbes ont été obtenues par un calcul numérique simple à partir des formules explicites (13) pour le cas anisotrope et des résultats de Sneddon (1946 et 1948). Les valeurs utilisées pour les coefficients aii des sols anisotropes ont été mesurées au Laboratoire de Mécanique des Solides sur des éprouvettes de limon prélevé sur le plateau de Palaiseau et sur des éprouvettes d'une marne prélevée à Marseille. Ces deux sols présentent un sens d'anisotropie différent.

Des résultats présentés dans le tableau I et à partir des relations entre la force de poinçonnement et la profondeur de pénétration du poinçon, nous pouvons déduire un moyen expérimental très commode pour la mesure du coefficient q.

#### 5 Application pratique.

Six éprouvettes de limon, de dimensions standard (hauteur : 72 mm, diamètre : 36 mm) ont été prélevées à Palaiseau à une profondeur d'environ 1,20 m. Trois de ces éprouvettes ont été taillées dans le sens vertical, deux dans le sens horizontal et une à 45 degrés.

Sur ces éprouvettes, nous avons réalisé des essais de compression simple et avons obtenu les résultats suivants :

$$\begin{array}{l} E_1 = 3,9 \ 10^6 \ \mbox{Pa}, \\ E_2 = 5,9 \ 10^6 \ \mbox{Pa}, \\ \nu_1 = 0,10 \\ (25) \ \nu_2 = 0,13 \\ \mu_1 = \frac{E_1}{2(1+\nu_1)} = 1,8 \ 10^6 \ \mbox{Pa}, \\ \mu_2 = 2,4 \ 10^6 \ \mbox{Pa}, \end{array}$$

d'où la valeur de q = 3,6 
$$10^{-7}$$
 Pa<sup>-1</sup>.

 $E_1$  et  $E_2$  sont les modules d'Young pour la direction parallèle aux plans d'isotropie du matériau et perpendiculaire à ceux-ci.

 $\nu_{1}$  est le coefficient de Poisson qui caractérise la dilatation transversale dans le plan d'isotropie pour une compression parallèle à ce plan.

 $v_2$  est le coefficient de Poisson qui caractérise la dilatation transversale dans le plan d'isotropie pour une compression de direction perpendiculaire à celui-ci.

 $\mu_1$  et  $\mu_2$  sont les modules de cisaillement pour les plans d'isotropie et pour les plans perpendiculaires dans les directions radiales et on sait que  $\mu_1$  n'est pas une valeur indépendante.

Nous rappelons que les coefficients élastiques a<sub>ij</sub> sont définis, pour un matériau transversalement isotrope, à partir de ces « constantes techniques » par les relations :

$$a_{11} = \frac{1}{E_1},$$

$$a_{12} = -\frac{v_1}{E_1},$$

$$a_{13} = -\frac{v_2}{E_2},$$

$$a_{33} = \frac{1}{E_2},$$

$$a_{44} = \frac{1}{\mu_2},$$

Les résultats (25) montrent l'existence d'une certaine ani-

sotropie, le rapport des modules d'Young  $E_2$  est de l'ordre de 0,66, c'est-à-dire que le limon paraît plus raide dans le sens vertical que dans le sens horizontal.

La marne de Marseille a été prélevée à une cinquantaine de mètres de profondeur, et est en grande partie composée de montmorillonite et d'illite. Les essais en compression simple ont donné les résultats suivants :

(27)  

$$E_{1} = 1,2 \ 10^{8} \ Pa,$$

$$E_{2} = 3,9 \ 10^{7} \ Pa,$$

$$\nu_{1} = \nu_{2} = 0,$$

$$\mu_{1} = \frac{E_{1}}{2(1 + \nu_{1})} = 6 \ 10^{7} \ Pa,$$

$$\mu_{2} = 2,2 \ 10^{7} \ Pa,$$

et ainsi : q = 3,8 10<sup>-8</sup> Pa<sup>-1</sup>.

Nous avons cette fois une anisotropie significativement différente, le rapport des modules  $E_1/E_2$  est pratiquement égal à 3, c'est-à-dire que la marne paraît plus raide dans le sens horizontal que dans le sens vertical.

Sur les courbes des figures 1 et 2, nous remarquons que les isovaleurs de la contrainte normale relative au limon de Palaiseau sont au-dessus de celles obtenues pour le cas isotrope (trait discontinu), c'est-à-dire qu'en tout point du massif la contrainte  $\sigma_{zz}$  anisotrope est supérieure à la contrainte  $\sigma_{zz}$  isotrope, sauf sur la surface où elles sont égales. Nous avons le résultat contraire pour la marne de Marseille. Cette différence s'explique par le sens de l'anisotropie des deux sols puisque le rapport  $E_1/E_2$  est inférieur à 1 pour le limon, alors qu'il est supérieur à 1 pour la marne.

Pour les tassements, on voit sur les figures 3 et 4 que les différences varient en fonction du rapport d'anisotropie. Nous avons ainsi de plus grands écarts avec le cas isotrope pour la marne que pour le limon.

#### 6 Conclusion

Nous avons donné dans cette étude un calcul analytique permettant d'obtenir la distribution des contraintes et des déplacements en tout point d'un sol semi-infini transversalement isotrope soumis à des chargements axisymétriques sur sa surface libre. Cette méthode conduit pour la plupart des chargements classiques à des résultats explicites, dont l'utilisation est aisée.

Nous avons montré aussi que la répartition de la pression sous la fondation et le tassement en surface sont identiques à un coefficient multiplicatif près, aux résultats obtenus pour les sols isotropes à partir de la formule de Boussinesq. C'est une propriété très importante, qui permet de généraliser aux milieux transversalement isotropes tous les résultats connus pour les sols isotropes.



Fig. 1 Poinçon plat. Isovaleurs de la contrainte normale ( $\rho_0=P/2\pi r_0^2$ )



Fig. 2 Poinçon conique. Isovaleurs de la contrainte normale ( $p_0=P/\pi r_0^2$ )



Fig. 3 Poinçon plat. Isovaleurs du déplacement vertical



Fig. 4 Poinçon conique. Isovaleurs de w

#### Références bibliographiques

BOUSSINESQ J. (1885) - Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Gauthiers-Villars, Paris.

DAHAN M. (1975)- Poinçonnement élastique par une sphère d'un massif semi-infini transversalement isotrope. Thèse 3° Cycle, Paris VI.

DAHAN M. (1979) – Poinçonnements axisymétriques rigides sur un massif semi-infini transversalement isotrope. A paraître, Journal de Mécanique Appliquée.

DAHAN M. et ZARKA J. (1977) – *Elastic contact between a sphere and a semi-infinite transversely isotropic body*. Int. J. Solids Structures, 13, 229-238.

DAHAN M., LUONG M.P. et MANDEL J. (1978) – Sur l'anisotropie des sols. C.R. Acad. Sc. Paris, t. 287, B, 179-181. SNEDDON I.N. (1946) – Boussinesq's problems for a flatended cylinder. Proc. Camb. Phil. Soc., 42, 29-39.

SNEDDON I.N. (1948) - Boussinesq's problem for a rigid cone. Proc. Camb. Phil. Soc., 44, 492-507.

SNEDDON I.N. (1965) – The relation between load and penetration in the axisymmetric Boussinesq's problem for a punch of arbitrary profile. Int. J. Eng. Sci., 3, 47-57.

## méthode de calcul du comportement des pieux à l'arrachement\*

par

M. Boulon Maître-assistant à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble

> J. Desrues Chercheur à l'Institut de Mécanique de Grenoble

> > P. Foray

Maître-Assistant à l'Institut National Polytechnique de Grenoble

#### 1 Introduction

Les recherches présentées ici, s'inscrivent dans le cadre général d'étude des pieux à l'Institut de Mécanique de Grenoble. Après avoir traité l'enfoncement et le frottement négatif (cf. Foray et Puech [12], Desrues [9], Boulon et al [2] et [3] et [4]) nous décrivons le problème particulier de l'arrachement grâce à la conjonction d'une loi simple pour le sol (élasticité linéaire) et d'une loi d'interface également sans complexité pour le contact sol-pieu. Ceci nous permet de traiter le comportement du pieu depuis les faibles charges jusqu'aux charges limites.

L'étude qui suit est divisée en cinq parties. Dans la première partie, nous relaterons, à partir de la description d'essais de Laboratoire et in situ d'arrachement, les propriétés que nous comptons modéliser par le calcul. La seconde partie traitera de l'approche que nous proposons pour le couplage (l'inter-action) sol-structure, et des solutions classiques qui ont été apportées à la question. La troisième partie sera consacrée à l'analyse phénoménologique du comportement calculé des pieux à l'arrachement. Enfin, la quatrième partie comportera une étude détaillée de l'influence des divers paramètres, tandis que nous présenterons dans la cinquième partie des vérifications expérimentales et une comparaison avec les méthodes classiques.

#### 2 Constatations expérimentales de base

Ces constatations de base sont supportées par les figures 1 et 2. La figure 1 montre deux essais d'arrachement réalisés dans notre cuve à sable, sur un pieu métallique moulé long de 1,62 m, et d'un diamètre de 5,5 cm, respectivement dans un sable à densité faible (1.50 x 10<sup>4</sup> Newton/m<sup>3</sup>) et à densité forte (1.70 x 10<sup>4</sup> Newton/m<sup>3</sup>). La figure 2, tirée de Cox et Reese [8] montre un autre essai d'arrachement, réalisé in situ sur un pieu foré à l'eau, de 9 m de long et 36 cm de diamètre, ce pieu étant ancré dans de l'argile raide. Les effets les plus importants à consigner sont :

l'influence de la densité du sol

- la présence d'un "pic" plus ou moins marqué sur les courbes effort-arrachement

\* Exposé au Comité Français de Mécanique des Sols, séance du 19 juin 1978. - l'influence des décharges-recharges, négligeables sur la "courbe enveloppe".

En second lieu, nous pouvons remarquer que les "modules" de recharge sont plus importants que les modules de décharges (cf. fig. 2), et que l'effet de pic est nettement moins marqué dans l'essai in situ. Nous attribuons ce phénomène de pic à l'effet successif et conjugé de la dilatance le long du fût et de l'écroulement de la structure du sol à partir de la pointe. Cet effet est évidemment moins important dans un matériau cohérent, et plus intense pour un pieu de laboratoire (faible longueur). De toute manière, ce phénomène n'apparaît que pour des arrachements relatifs assez forts.

Fig. 1 Arrachements en laboratoire (cuve à sable)







 $D_{i}$   $D_{i$ 

Fig. 3 Modélisation du couplage sol-structure

En fonction des principales caractéristiques ainsi mises en évidence, nous nous fixons comme but de simuler dans le modèle numérique :

- un chargement monotone
- l'influence de la densité et du mode de mise en place
- l'influence de tous les paramètres géométriques

Nous n'incluons pas l'effet de décroissance de la force d'arrachement après pic pour les raisons citées précédemment, puisque nous désirons décrire le comportement des pieux sollicités à l'arrachement, sous charges de service.

#### 3 Le couplage, ou l'interaction sol-structure dans le cas des pieux

Nous examinerons dans un premier temps le mode de traitement du couplage sol-structure en général, puis nous aborderons le cas particulier des pieux sollicités à l'arrachement, pour lequel nous avons fait quelques hypothèses simplficatrices, après quoi nous rappelerons les grands traits des méthodes de calcul classique, dans un but de comparaison.

#### 3.1 le couplage sol-structure en général

Du point de vue du traitement par le calcul, nous avons à résoudre un problème aux limites classiques, auquel sont ajoutées quelques "contraintes" supplémentaires, pour chaque incrément de sollicitation.

## Hypothèses et relations générales de la mécanique des milieux continus

- Le domaine de calcul est (D), de frontière ( $\Gamma$ ). (D) est constitué par les sous-domaines (D1) (modélisant le sol) et (D2) (représentant la structure), ces deux sous-domaines étant évidemment adjacents le long d'un interface (S) (cf. fig. 3). Si on résoud le problème en déplacement, l'inconnue est le champ de vecteur déplacement  $\vec{U}$  (u<sub>i</sub>, i = 1, 2, 3) défini dans (D).

- Les déformations sont classiquement reliées aux déplacements par la relation.

(1) 
$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right)$$
 (i, j = 1, 2, 3)

La notation  $\frac{\partial}{\partial \cdots}$  représentant une dérivée partielle.

- On fait l'hypothèse de petites déformations et de petites rotations.

 On suppose l'existence d'une loi de comportement linéaire tangente, fonction de l'espace dans (D) au voisinage des états de contraintes et de déformations précédemment atteints,

(2)  $\sigma_{ij} = C_{ij}^{kl} \cdot \epsilon_{kl}$  (i, j, k, l = 1, 2, 3) - Comme dans tout problème statique, les équations de l'équilibre indéfini, sont valables en tout points de (D)

(3) 
$$\frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i} + f_i \equiv 0$$
 (i, j = 1, 2, 3)

F (fi, i = 1, 2, 3) représente les forces de volume.

- Il existe des conditions aux limites en déplacement sur la partie (  $\Gamma_{\text{U}})$  de (  $\Gamma)$  :

$$u_i \equiv \overline{u_i}$$
 (i  $\equiv$  1, 2, 3)

(4)

(6)

(7

- Il existe également des conditions aux limites en contraintes sur la partie  $(\Gamma\sigma)$  de  $(\Gamma)$  :

(5) 
$$t_i \equiv \sigma_{ij}, n_j \equiv \overline{t_i}$$
 (i, j = 1, 2, 3)

Il faut maintenant ajouter à ces hypothèses et équations les éléments spécifiques du couplage.

Hypothèses et relations relatives au couplage sol-structure Le couplage a lieu au niveau de l'interface (S). C'est un couplage "de surface" dont les effets se manifestent principalement par des déplacements relatifs (correspondant à un couplage).

- Nous considèrerons donc tout d'abord un **critère de** découplage ou de couplage limite valable sur (S). Ce critère est généralement exprimé en contraintes :

$$f_i (\sigma_{ij}) \leq 0$$
 (i, j = 1, 2, 3)

 Nous utiliserons également une loi de couplage résiduel modélisant l'interaction subsistant entre le sol et la structure lorsque des déplacements relatifs ont pris naissance sur S : cette loi est généralement elle aussi exprimée en contraintes

) 
$$f_r(\sigma_{ij}) \equiv 0$$
 (i, j = 1, 2, 3)

- Compte tenu des déplacements relatifs pouvant intervenir sur (S), il convient de faire l'hypothèse de petits glissements relatifs (si tant est qu'on doive observer des glissements relatifs), de manière à ce que les sollicitations puissent toujours être exprimées en termes de coordonnées initiales.

#### Résolutions

Nous donnerons un aperçu du mode de résolution (possi-



Fig. 4 Modélisation du contact sol-pieu à l'arrachement

ble) au paragraphe 3.2. Du point de vue mathématique, les conditions d'existence, d'unicité et de convergence de la solution du principe variationnel associé au problème incrémental correspondant sont étudiées en détail dans l'ouvrage de Duvaut et Lions [10].

#### 3.2 Cas particulier des pieux sollicités à l'arrachement

Il s'agit du pieu isolé, sous sollicitation monotone : la géométrie est axisymétrique. Dans ce qui suit, l'élément important nous semble être constitué par les phénomènes résultant des propriétés de l'interface (S), aussi avons-nous choisi de prendre une loi rhéologique simple (élasticité linéaire) pour le pieu et pour le sol. L'interface (S) est constitué par le fût et la pointe : voyons comment ces surfaces de contact sont modélisées.

#### Modélisation du contact sol-pleu

La figure 4 montre les hypothèses choisies pour le fût et pour la pointe.

- Sur le fût, le critère de découplage et la loi de couplage résiduel sont confondus :

(8)  $|\tau| \leq \alpha.c_u + \sigma_n \cdot tg\delta$  (sur le fût)

-  $\sigma_n$  et  $\tau$  étant les composantes normale et de cisaillement du vecteur contrainte sol sur pieu

δ est l'angle de frottement sol/pieu

- cu est la cohésion non drainée du sol

 - α est un cœfficient de réduction, le produit αcureprésentant l'adhérence non drainée sol pieu

 les conventions de signe sur les contraintes sont celles de la mécanique des sols (contraintes normales positives en compression).

- Sur la pointe, nous admettons que tout se passe comme s'il y avait **décollement** sol-pieu dès le premier incrément d'arrachement ; cette hypothèse de "surface libre" n'est bien sûr valable que pour un arrachement monotone.

(9)  $\sigma_n \equiv \tau \equiv 0$  (sous la pointe) - De plus les déplacements horizontaux du pieu sont supposés nuls (cette hypothèse est mineure)

#### Réalisation d'un incrément d'arrachement

Pratiquement, la réalisation d'un incrément d'arrachement nécessit 4 étapes.

- La première étape consiste en un pas de sollicitation (arrachement) sans découplage possible, ce qui conduit aux champs de déplacements, de déformations et de contraintes indicés 1 :

#### $(\vec{u})_1$ , $(\epsilon)_1$ , $(\sigma)_1$

 Au cours de la seconde étape, on fait une partition de l'interface (S) en ses parties (Sc), (Sg) et (Sd), grâce au critère de couplage limite :

(Sc), correspondant à  $|\tau| \le \alpha c_u + \sigma_n tg\delta$  (10) partie sur laquelle il n'y aura pas de découplage

(Sg), correspondant à  $|\tau| > \alpha c_u + \sigma_n tg\delta > 0$  (11) partie sur laquelle doit avoir lieu un certain découplage, par glissement relatif.

(Sd), correspondent à  $\alpha c_u + \sigma_n tg\delta \leq 0$  (12) partie sur laquelle doit avoir lieu un découplage total par décollement (contact non maintenu).

- La trolsième étape consiste en une détermination des fonctionnelles reliant les variations des contraintes normale et de cisaillement sur l'interface (S), au champ des glissement relatifs sol-pieu sur ce même interface.

 Enfin, la quatrième étape conduit au calcul effectif des glissements relatifs par résolution des équations fonctionnelles correspondant à la partition évoquée précédemment.
 Sur (Sc), les déplacements de la structure et ceux du sol sont supposés égaux.

 sur (Sg), on écrit la loi de couplage résiduel exprimée en termes de déplacements.

(14)  $|\tau| \equiv \alpha.cu + \sigma_n.tg\delta$ 

- Sur (Sd), on écrit les conditions de surface libre, à savoir: (15)  $\sigma_n = \tau \equiv 0$ 

L'application des glissements relatifs ainsi calculés donne les champs de déplacements, déformations et de contraintes indicés 4 :

#### $(\vec{U})_4$ , $(\epsilon)_4$ , $(\sigma)_4$

Les champs solution de l'incrément de sollicitations sont obtenus par superposition des champs indicés 1 et 4 (c.f. fig. 5)

(16)	$u \equiv (\vec{u})_1 + (\vec{u})_4$	pour les déplacements
(17)	$\epsilon \equiv (\epsilon)_1 + (\epsilon)_4$	pour les déformations
(18)	$\sigma \equiv (\sigma)_1 + (\sigma)_4$	pour les contraintes

Remarque : Nous venons de traiter ci-dessus le problème continu. C'est en fait un problème incrémental linéarisé que nous traitons à chaque pas de sollicitation. Ceci conduit en particulier à la résolution d'un petit système linéaire non symétrique pour l'étape 4.

#### 3.3 Remarques sur la méthode classique des cœfficients de raideur

Cette méthode bien connue développée entre autres par Cambefort [6] nous a fourni quelques points de comparaison.

Notons que cette approche suppose la contrainte normale constante sur le fût au cours de l'arrachement ; il n'en est pas ainsi dans bon nombre de cas :

- multicouches

sollicitations en situation non drainée

- pieux de faible élancement (puits)

- sols présentant la propriété de dilatance

L'expérience montre aussi que la dépendance de la contrainte de cisaillement par rapport au déplacement local du pieu est intéressante mais probablement incomplète, car il semblerait que le déplacement local limite (y<sub>1</sub> chez Cambefort) ne soit pas seulement une caractéristique du sol et de l'état de surface du pieu, mais dépende surtout de la contrainte normale appliquée.

Nous allons maintenant examiner les résultats obtenus grâce à notre modèle numérique de pieu sollicité à l'arrachement, tout d'abord d'une manière générale, puis en observant l'effet de chaque paramètre.



Fig. 5 Les phases 1 (couplage total) et 4 (découplage) du processus d'arrachement

#### 4 Analyse phénomènologique du comportement calculé des pieux à l'arrachement

Les résultats présentés ci-après ont été obtenus selon le processus exposé au paragraphe 3.2, après discrétisation par la méthode des éléments finis en déplacements. Nous rappelons que la loi rhéologique utilisée est l'élasticité linéaire isotrope pour le pieu et pour le sol, tandis que le critère de découplage et la loi de couplage résiduel sont confondus en un seul et même critère de type Coulomb. Il nous a paru intéressant de mettre en parallèle la situation des points de l'interface par rapport au critère de découplage, avec la naissance et l'évolution des glissements relatifs, puis de dégager les grands traits de la mobilisation du frottement latéral.

#### 4.1 Evolution des contraintes et du glissement relatif au contact sol-pieu

Nous avons représenté sur la figure 6 l'évolution des contraintes à diverses cotes le long du fût, pour divers arrachements relatifs, et ceci pour un pieu ancré dans un sol pulvérulent. Nous pouvons remarquer que les vecteurs contraintes n'atteignent pas tous en même temps le critère de découplage : le critère est atteint d'abord en tête, puis progressivement jusque vers la pointe du pieu. Par ailleurs, les contraintes normales commencent par augmenter, puis diminuent pour enfin se stabiliser. Ceci conduit évidemment à un léger pic pour les contraintes de cisaillement. Ce pic est observable sur la figure 7. Bien entendu, dans la réalité, les contraintes normales augmenteraient beaucoup



Fig. 6 Evolution de l'action pieu/sol



un milieu pulvérulent. initiales des courbes (r,w) sont moins dispersées que pour

bouge pratiquement plus. rieurs à 1,5% ; en effet, au-delà de cette valeur, le sol ne glissement pour des arrachements relatifs (wp) / B supésol-pieu. On tend vers une sorte de régime permanent de face et s'étendent vers la pointe, au rythme du découplage décrit à la figure 6 les glissements relatifs débutent en surdu sol et ceux du pieux au contact sol-pieu. Pour le pieu Enfin, la figure 9 donne la relation entre les déplacements

Ceci nous amène à examiner la mobilisation du frottement

latéral.

(salcul élastique avec glisselà luciec) Fig. 9 Déplacements relatifs entre le pieu et le sol



protondeur. très différentes, et que l'abcisse du pic dépend aussi de la cédent ; on constate aisément que les pentes avant pic sont cisaillement en fonction du déplacement local du pieu préla méthode de Cambefort, l'évolution de la contrainte de dilatance. La figure 7 donne, aux fins de comparaison avec lièrement pour des sables denses présentant la propriété de plus que ne le prévoit l'élasticité avant de décroître, particu-

ment, ce qui est normal. On constate aussi que les pentes n'intervient pas sur le palier de la contrainte de cisailmlemilieu purement cohérent. On voit ici que la profondeur La figure 8 est analogue à la précédente, mais concerne un

nent local Fig. 8 Contrainte de cisaillement fonction du déplace-





GL



Fig. 10 Courbe effort arrachement (calcul élastique avec glissement)



Fig. 11 Contraintes de cisaillement sur le fût (calcul élastique avec glissement)

#### 4.2 Mobilisation du frottement latéral

Au niveau global, la mobilisation du frottement latéral est évidemment progressive, en fonction des observations du paragraphe précédent. On aboutit ainsi à un effort limite, comme en témoigne la figure 10 qui représente la courbe effort arrachement. Nous étudierons en détail, ci-après, les divers facteurs intervenant sur la forme de cette courbe de comportement avant palier, et sur la valeur du palier luimême. La figure 11 donne l'évolution des contraintes de cisaillement sur le fût du pieu de la figure 6 en fonction de l'arrachement relatif ; on voit que la répartition limite, pour de forts arrachements, est pratiquement

(21)  $\tau \equiv K_{0.\gamma}.z.tg\delta$ 

La figure 12 est analogue à la précédente, mais concerne un sol cohérent. Le pieu calculé est celui de la figure 8, pour lequel  $\alpha$ .cu = 0.03 MPa. Comme pour les sols pulvérulents, la valeur limite de la contrainte de cisaillement est atteinte d'abord en tête.

Voyons maintenant comment se manifeste l'influence des divers paramètres du sol et du pieu.



Fig. 12 Contraintes de cisaillement sur le fût (calcul élastique avec glissement)

#### 5 Etudes de l'influence des divers paramètres

Les différents paramètres intervenant sur le comportement calculé du pieu à l'arrachement sont :

 la géométrie du pieu, qu'on peut caractériser par son élancement D/B,

la compressibilité relative du pieu par rapport au sol qui traduit l'influence de la nature du sol et de la nature du pieu,
le mode de mise en place du pieu, que l'on peut caractériser en première approximation par la donnée de la répartition initiale des contraintes normales au fût sous la forme

$$\sigma_{\rm h} \equiv K_0.\gamma.z$$

- la nature des couches rencontrées : sol argileux ou sableux, milieu homogène ou stratifié. Elle influe d'une part sur les paramètres élastiques à prendre en compte, mais aussi sur la loi d'interface entre le sol et le pieu, comme on l'a vu précédemment (frottement maximum en  $\alpha.c_u$  ou  $K_0.\gamma.z.tg\delta$ ).

#### 5.1 Influence de la géométrie du pieu

Dans le cas d'un sable (fig. 13 a), on voit que la pente initiale des courbes force-arrachement n'est pas modifiée par l'augmentation de la longueur du pieu : elle est contrôlée par la valeur du module d'élasticité du sol. Par contre, on vérifie que les paliers calculés (en trait plein) sont différents des paliers déterminés par l'intégration de  $\tau \equiv K_0.\gamma.z.tg\delta$ (en pointillé) du fait, montré figure 6, que les contraintes normales au fût ne restent pas égales à  $K_0.\gamma.z$  au cours de l'arrachement.

Dans le cas d'une argile non drainée (fig. 13 b), on peut faire les mêmes observations que pour le sable, mais cette fois-ci la valeur des paliers ne dépend plus des contraintes normales au fût et on a donc une augmentation linéaire de la force maximale d'arrachement avec D (pour B constant).



Fig. 13a Influence de l'élancement (calcul élastique avec glissement)



Fig. 13b Influence de l'élancement (calcul élastique avec glissement)

#### 5.2 Influence de la compressibilité relative du pieu par rapport au sol

On la caractérise par le facteur K  $\equiv$  E pieu/E sol. A titre d'exemple, par un pieu métallique dans une argile molle, on aurait K pratiquement infini, pour un pieu en béton dans un sable moyen on aurait K de l'ordre de 600, et pour un pieu métallique tubulaire (ou pieu H) dans un sol dense, K environ égal à 100.

#### Courbe force-arrachement

On voit figure 14 que la compressibilité du pieu a pour effet d'augmenter la concavité de la courbe force-arrachement, la force limite demeurant inchangée. Ceci est dû :

- d'une part à une allongement élastique du pieu plus grand,

- d'autre part à une apparition plus lente des glissements

relatifs sol-pieu dans le cas du pieu compressible, alors que pour le pieu rigide tous les points du fût glissent presque en même temps. La partie linéaire "collée" de la courbe est suivie très rapidement du palier.

#### Répartition de la charge dans le pieu

On vérifie ces phénomènes figure 15, sur laquelle on a porté la répartition de la charge dans le pieu rapportée à la charge totale en tête, pour les trois compressibilités relatives. - dans le cas du pieu rigide, la charge se répartit d'emblée tout le long du fût.

- pour le pieu compressible (K = 100), le glissement se propage plus progressivement du haut vers le bas.

On voit par exemple que l'extrémité du pieu est mobilisée pour un arrachement d'un dixième de diamètre pour K = 100, alors qu'il suffit de un millième de diamètre pour  $K = 10^5$ .





Fig. 15 Influence de la compressibilité relative sur la mobilisation du frottement

Fig. 14 Influence de la compressibilité du pieu sur la courbe force-arrachement



81



Fig. 16 Influence de Ko (calcul élastique avec glissement)

#### 5.3 Influence du mode de mise en place

La répartition initiale des contraintes normales le long du fût intervient au niveau du critère de découplage entre le sol et le pieu, donc dans la force limite d'arrachement, dans le cas des milieux pulvérulents. Au niveau du calcul, le critère étant exprimé par :

#### $\tau_{max} \equiv K_0.\gamma.z.tg\delta$

les 3 paramètres  $K_0$  (répartition initiales des contraintes normales),  $\gamma$  (densité du sol) et tg $\delta$  (frottement sol-pieu) interviennent de la même façon par leur produit.

La figure 16 représente l'influence de K<sub>0</sub> sur la courbe force-arrachement,  $\gamma$  tg $\delta$  étant constants, pour K<sub>0</sub> =  $\frac{\nu}{7-\nu}$ avec  $\nu$  = 0,3 (cas d'un pieu "moulé en place"), et K<sub>0</sub> = 1 et 2 (cas d'un pieu foncé ou battu). On vérifie que la variation de K<sub>0</sub> ne modifie pas les départs de courbes, mais a seulement pour effet de déplacer le palier dans un rapport qui n'est pas celui des valeurs utilisées, du fait vu précédemment que la contrainte normale au fût ne reste pas égale à  $K_0.\gamma.z$  dans le calcul élastique.

#### 5.4 Influence de la nature du sol : cas du bicouche

Nous avons présenté au paragraphe 3 les résultats du calcul en milieu pulvérulent homogène et en milieu cohérent homogène. Le calcul proposé peut sans difficulté s'appliquer au cas d'un sol stratifié. Nous présentons figures 17 et 18 les résultats obtenus pour un pieu de 30 mètres de long, de 40 centimètres de diamètre, traversant une couche d'argile molle de 24 mètres d'épaisseur et ancré de un cinquième de sa hauteur dans une couche de sable. Nous avons pris pour caractéristiques de l'argile E = 5 Mpa et  $\alpha.c_u = 0.03$  MPa, et pour celles du sable E = 50 MPa et tg $\delta = 0.8$ .



Fig. 17 Courbes effort-arrachement en milieu homogène et en bicouche

#### Courbe force-arrachement

La figure 17 présente la comparaison des courbes forcearrachement dans le cas du sable homogène et dans le cas du bicouche sable-argile.

Il est intéressant de constater dans ce cas que la pente initiale du bicouche diffère peu de celle de la courbe d'extension d'un pieu colonne de 24 mètres de hauteur. Tout se passe donc comme si l'argile ne jouait pratiquement aucun rôle. Ceci peut s'expliquer par les différences de modules entre la couche d'argile et celle du sable. En effet, du fait du fort module du sable, de faibles déplacements mobiliseront rapidement le frottement maximum et produiront un glissement relatif sable-pieu, alors que l'argile qui présente un module dix fois plus faible, admet de plus grandes déformations avant de mobiliser son frottement maximum.

#### Répartition des contraintes de cisaillement

On vérifie les hypothèses précédentes sur la figure 8 qui montre bien que, tant que le cisaillement maximum n'est pas atteint dans la couche de sable, l'argile n'est pas mobilisée. Une fois que le frottement dans le sable est saturé, on a mobilisation progressive du frottement dans l'argile.

Ces deux figurent mettent en évidence les différences importantes de comportement qui peuvent intervenir entre le milieu homogène et le bicouche.

#### 6 Comparaison calcul-expérience

Nous présentons à la suite un exemple de comparaison entre les résultats du calcul et une des expériences d'arrachement réalisée dans notre cuve à sable.

La cuve est cylindrique, a une profondeur de 2 mètres et un diamètre de 1,50 m. Le sable a été versé autour du pieu de façon à le "mouler" à une profondeur de 1,62 mètres.

Le pieu a un diamètre de 5,5 cm et est formé d'éléments munis de jauges d'extensométrie permettant la mesure des contraintes tangentielles le long du fût et de la contrainte normale en un point du fût.

Le sable a été mis en place à densité faible, voisine de 15000  $N/m^3.$ 

#### 6.1 Courbe force-arrachement (figure 19)

La courbe expérimentale (en trait plein) présente un courbure assez prononcée et un palier pour une force d'arrachement de 3,3 MN.

Nous avons obtenu la meilleure coïncidence entre les pentes initiales calculée et expérimentale en prenant une valeur de 10 MPa pour le module du sable, ce qui peut paraître faible à priori, mais qui est logique dans le cas de l'essai en cuve. En effet, notre pieu étant moulé à 1,62 m, les contraintes moyennes dans le sable autour du pieu sont très faibles, de l'ordre de 0,01 à 0,02 MPa. Comme on a mesuré par ailleurs au triaxial une variation du module du sable de la forme  $E = E_0 \sqrt{\sigma_m}$ , il est logique de prendre ici une valeur faible pour E.

En ce qui concerne le palier, comme notre pieu est moulé, on pouvait s'attendre à avoir une valeur de force limite d'arrachement voisine de  $\frac{\pi}{2}$  BD<sup>2</sup>K<sub>0</sub> $\gamma$ tg $\delta$  avec un K<sub>0</sub> de l'ordre de 0,5. En fait, pour avoir coïncidence avec l'expérience il nous a fallu prendre une valeur de K<sub>0</sub> égale à 1,5, très surprenante pour le cas d'un pieu moulé.

Ce phénomène a été éclairé par les mesures de contraintes horizontales sur le fût et au voisinage du pieu que nous avons faites par ailleurs [16]. Ces mesures ont montré que les contraintes normales au fût augmentaient considérablement au cours de l'arrachement, ceci étant dû au phénomène de **dilatance** du sable, très marqué dans le cas de notre cuve puisque les contraintes moyennes sont faibles. Le rapport entre les contraintes normales au fût et verticales augmente donc depuis une valeur K<sub>0</sub> jusqu'à une valeur plus forte, mais en tout cas inférieure au cœfficient de butée axisymétrique.

En résumé, en introduisant les valeurs E = 10 MPa et K = 1,5, le calcul rend bien compte du départ de la courbe et du



Fig. 18 Pieu dans un bicouche : mobilisation du frottement latéral local



Fig. 19 Comparaison calcul-essai (courbe force-arrachement)

palier. Pour la phase intermédiaire, les courbes expérimentale et calculée présentent une différence car on n'introduit pas ici la dilatance.

Nous avons effectué par ailleurs un calcul prenant en compte cette dilatance en introduisant un rapport  $\sigma_h/\sigma_v$ variable au cours de l'arrachement et qui permet de suivre de très près la courbe expérimentale [14]. Il faut néanmoins souligner que le phénomène de dilatance, sensible pour des pieux courts, l'est beaucoup moins pour les pieux longs car on a alors des contraintes moyennes fortes le long du pieu et un comportement contractant du sable. Le calcul présenté ici suffit alors pour simuler le comportement du pieu.

#### 6.2 Mobilisation du frottement latéral

La figure 20 présente la comparaison des courbes de répartition des contraintes de cisaillement le long du fût, mesurés (en trait fort), et calculée (en trait fin) pour différents arrachements relatifs W/B.

Les courbes expérimentales présentent une certaine imprécision car la valeur de  $\tau$  est obtenue par différence de la charge dans le pieu mesurée à deux endroits voisins. On met néanmoins en évidence la propagation du glissement vers la pointe du pieu, la répartition finale de  $\tau$  étant voisine de K. $\gamma$ .z.tg $\delta$  avec K = 1,5. Le calcul rend bien compte de cette progression.



Fig. 20 Comparaison calcul-essai (contraintes de cisaillement sur le fût)

#### 7 Comparaison du calcul avec les méthodes classiques

Il nous a semblé intéressant de situer notre calcul par rapport aux méthodes classiques, en particulier à la méthode utilisant la règle de mobilisation du frottement latéral de M. Cambefort.

Pour celà, nous avons étudié les courbes de mobilisation de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement local du pieu, telles celles représentées figures 7 et 8. Nous avons vu dans la troisième partie que, du fait de l'évolution des contraintes normales, ces courbes ne présentent pas toutes la même pente à l'origine, ni des paliers égaux à  $K_0.\gamma.z.tg\delta$ . On a donc une différence avec la méthode classique qui suppose lorsqu'il n'y a pas de seuil de contrainte, un départ de courbe du type

$$\tau \equiv \beta.w$$

avec  $\beta$  constant le long du pieu

Néanmoins, dans un but de comparaison, nous avons tenté de déterminer une pente moyenne des courbes calculées pour un type de pieu, et différents Z/D comme par exemple figure 7. On obtient ainsi l'équivalent du cœfficient  $\beta$  défini ci-dessus.

Nous avons regroupé, pour tous nos calculs, l'ensemble des valeurs de  $\beta$  définies de cette manière, aussi bien dans le cas de l'enfoncement que le cas de l'arrachement, et nous les avons exprimées sous la forme adimensionnelle  $\frac{\beta E}{E}$ 

Fig. 21 Pente moyenne des courbes de mobilisation du frottement



21

La figure 21 synthétise les résultats obtenus, en présentant les valeurs de  $\frac{\beta B}{E}$  en fonction de D/B, pour différentes valeurs des autres paramètres du problème, comme K<sub>0</sub> et E<sub>p</sub>/E<sub>s</sub>.

On peut noter que, pour tous nos calculs, nous avons obtenu pour valeur de la pente moyenne  $\beta$  :

- pour l'argile  $1,1 < \beta < 3,85$  MPa/m

- pour le sable 27,6  $< \beta <$  45,5 MPa/m

Dans le cas de l'enfoncement dans un sable, nous avions obtenu

 $24 < \beta < 28$  MPa/m

Exprimée sous la forme adimensionnelle, on obtient, pour tous nos calculs :

$$0,22 < \frac{\beta B}{E_s} < 0,29$$

On voit donc que le facteur  $\frac{\beta B}{E_s}$  varie relativement peu avec les paramètres du problème. On peut constater simplement que l'augmentation de D/B entraîne une légère diminution de ce facteur, que K<sub>0</sub> n'a guère d'influence et que l'augmentation de la rigidité relative du pieu entraîne une diminution de  $\beta B/E_s$ . Par contre pour un pieu compressible, l'éventail des courbes  $\tau = f(w)$  autour de la pente moyenne est beaucoup plus large et explique les différences observées sur la courbe charge-tassement, et donc les limitations que comporte l'assimilation de cet éventail à une droite unique. Le peu de variation de  $\frac{\beta B}{E_s}$  montre néanmoins comment on peut facilement relier le paramètre  $\beta$  de Cambefort au module du sol et à la géométrie du problème. Les valeurs trouvées sont d'ailleurs en accord avec celles trouvées expérimentalement par MM Cambefort [6], Baguelin [1] et Cassan [7] à l'enfoncement, et Gouvenot à l'arrachement.

#### 8 Conclusion

L'intérêt du calcul présenté est que, tout en utilisant un modèle numérique simple, l'introduction d'une loi d'interface correcte entre le sol et le pieu permet de bien rendre compte des phénomènes observés expérimentalement, et d'être en concordance avec les méthodes classiques. On peut envisager à partir de là la systématisation de ces calculs ainsi que leur extension au cas de conditions aux limites complexes, comme les bicouches ou multicouches, et prévoir ainsi de façon raisonnable le comportement des pieux à l'arrachement.

#### Références Bibliographiques

[1] BAGUELIN, BUSTAMANTE, FRANK, JEZEQUEL -Capacité portante des pieux. Annales de l'ITBTP, nº 330, juillet-août 75. [2] M. BOULON et al - *Tassement et force portante limite des pieux en milieu pulvérulent*. 6º Congrès Européen de Mécanique des Sols et travaux de fondations. Vienne, Vol. 1.2. p. 377, 1976

[3] M. BOULON et al. - Comportement d'un écran et d'un pieu. Expérience et calcul - 9º ICSMFE, Tokyo, 1977.

[4] M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY - Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frottement négatif. Revue Française de Géotechnique, nº 5, octobre 1978.

[5] M. BOULON et al. - Soil-structure coupling-non linear rheological relation-ships and boundary conditions in soil mechanics. Int. Journ. of Computers and Structures, à paraître en 1978.

[6], H. CAMBEFORT - Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux. Annales de l'ITBTP, n° 204, décembre 1964.

[7] M. CASSAN - Essais in-situ en Mécanique des Sols. Tome 2, Applications et méthodes de calculs, Eyrolles édit.

[8] W.R. COX and L.C. REESE - Pullout tests of gronted piles in stiff clay. Eighth offshore Technology Conference, Houston, Texas, May 3-6, 1976, paper number OCT 2473.

[9] J. DESRUES - Contribution à l'étude du tassement des fondations profondes. Thèse de D.I., USMG, Grenoble 1977.

[10] G. DUVAUT, J.-L. LIONS - Les inéquations en mécanique et en physique. DUNOD, (Paris, 1972).

[11] P. FORAY - Contribution à l'étude des tassements et de la force portante des pieux. Thèse de DI, USMG, Grenoble, janvier 1972.

[12] P. FORAY et A. PUECH - Influence de la compressibilité sur la force portante à la rupture des pieux en milieu pulvérulent. Annales de l'ITBTP, série Sols et fondations, n° 334, décembre 1975.

[13] GABAIX, BUSTAMANTE, GOUVENOT - Essais de pieux scellés par injection sous pression. Annales ITBTP, n° 331, Sept. 1975.

[14] M. GRESILLON - Etude des fondations profondes en milieu pulvérulent. Thèse de DI, USMG, (Grenoble, 1970).

[15] A. PUECH - De l'influence de la compressibilité sur la force portante limite des fondations profondes. Thèse de 3<sup>e</sup> cycle, USMG, Grenoble, mai 1975.

[16] A. PUECH, P. FORAY, M. BOULON, J. DESRUES -Comportement et calcul des pieux à l'arrachement. Application aux structures marines. Communication au VII° Congrès Européen de Mécanique des Sols, Brighton 1979.

[17] A. ZINEBI - Contribution à l'étude des problèmes à symétrie de révolution par la méthode des éléments finis. Thèse de DI, USMG, Grenoble, juin 1975.

## la séismicité induite par les lacs réservoirs dans son contexte géologique

par **P. Gevin** Professeur à l'Université Claude Bernard de Lyon, France

#### 1 Introduction

Classiquement un séisme se perçoit comme un ébranlement naturel du sol, caractérisé par sa brièveté et sa soudaineté, presque toujours accompagné de phénomènes sonores. Adoptant l'image très simplifiée qu'en donne J. Coulomb [1] on admettra que, des contraintes non hydrostatiques croissant quelque part dans l'écorce terrestre, à un certain moment, les efforts dépassent la résistance du matériau concerné et celui-ci se rompt, en un point d'abord (le foyer) puis la félure se propage dans le plan de faille; simultanément sont engendrées des ondes élastiques (séismiques) qui vont ébranler les alentours et constituent le tremblement de terre.

Une rupture, ou faille en termes géologiques, est donc nécessairement à l'origine d'un séisme, et la taille de la première est assortie à l'importance du second, tout au long de l'échelle des grandeurs. On notera toutefois que les séismes perçus directement par les hommes sont issus de foyers généralement peu profonds (50 km) et mettent en jeu des failles d'échelle au moins métrique, voire multikilométrique dans les grands séismes. La conservation du sens du premier mouvement transporté par les ondes premières tout au long de leur parcours intérieur à la terre, représente un fait très remarquable utilisé dans la détermination à distance du mécanisme focal, possible quand on dispose d'un nombre suffisant d'observatoires bien placés.

Un autre fait non moins important est que les épicentres (projection des foyers à la surface) se localisent systématiquement dans de longues bandes découpant la terre en "plaques" ayant forme de calottes sphériques. Les limites des plaques sont par définition zones de mouvement et si elles sont bien allongées à l'échelle de la terre elles ont parfois une largeur supérieure à 2000 km. C'est ainsi que la zone dite alpine dans sa partie occidentale par exemple, s'étend du 30° au 53° parallèle.

Les mouvements se groupent en deux familles : dans la première les plaques s'écartent en s'accroissant par les bords et la distribution générale de la contrainte y est "horizontalement extensive", dans la seconde les plaques s'affrontent ou s'escamotent l'une sous l'autre, induisant alors une compression ou un cisaillement dans le sens horizontal. On notera que si une bande séismique a une distribution générale "extensive" ou "compressive" elle peut bien admettre localement et selon le moment, des zones restreintes à distribution inverse, par exemple quand intervient la flexion. Utilisant l'échelle des durées communément employée, on pourra dire que la mosaïque figurée par les plaques admet un dessin quasiment fixe, et de cette façon il n'y a jamais de séismes en dehors des zones séismiques du moment. Il n'en va pas de même si l'on considère les durées géologiques, car les mouvements des plaques, qui sont globaux, entraînent une évolution du dessin des limites. De cette manière une zone aujourd'hui séismique peut très bien perdre cette qualité demain et vice-versa.

On remarquera de plus, que la fréquence des séismes au sein d'une même zone est très variable. Ceci permet toujours avec utilisation de l'échelle des durées "humaines", de dire que certaines plages des zones séismiques sont pratiquement asismiques : tel le bassin parisien, par exemple, qui est pourtant dans la zone alpine au même titre que la bordure méditerranéenne, cependant beaucoup plus agitée.

Pour terminer ce préambule, jugé nécessaire pour un lecteur non géologue, je soulignerai encore le caractère temporel variable des contraintes naturelles, dont le développement se manifeste par crises. En l'état actuel, les causes déterminantes de ces moments d'agitation de la croûte terrestre sont très peu connues, et il est probable que leur distribution dans le temps n'est pas purement aléatoire.

#### 2 Variations de contrainte concomitantes des changements de niveau d'un lac réservoir.

#### 2.1 Variations superficielles

De l'importance en surface et en volume du lac constitué, découle la possibilité de pénétration profonde des effets engendrés. Cependant si petite soit la taille du réservoir, son remplissage entraîne inévitablement des changements de la distribution des contraintes dans les roches superficielles.

#### action sur le fond de la cuvette

Sur le fond d'une cuvette le poids de l'eau réalise un tassement d'autant plus important que la roche est plus compressible. C'est ainsi que par exemple dans les argiles pliocènes de la vallée du Rhône, intéressées par la retenue de St Vallier, pour une différence de charge d'une douzaine de mètres entre l'amont et l'aval du barrage, on a enregistré un tassement d'environ 4 mm [2]. Ce tassement s'annule vers les rives par effet de bord croissant avec la rigidité des roches considérées. Ces phénomènes qui sont délicats à séparer de ce qui revient en propre à la variation de pression interstitielle, ont été étudiés en détail pour plusieurs cuvettes de retenue [2].

#### action sur les rives

Au-delà de l'effet de bordure que je viens de rappeler, une autre variation s'instaure, dépendant cette fois de la perméabilité du terrain encadrant. Si les rives sont imperméables, l'eau de la cuvette ne pénètre pratiquement pas, et les conditions de pression sont inchangées. Au contraire dans les rives perméables le déjaugeage opéré, entraîne un gonflement mesurable. C'est ainsi qu'au Barrage de Foum el Gherza [3] (près de Biskra, Algérie) la borne repère J située à environ 300 m à l'amont de l'ouvrage et à 30 m au-dessus des plus hautes eaux normales, a manifesté au remplissage (1952) un gonflement d'environ 1 mm par tranche d'eau de 10 m. Ceci correspond à des variations du plan d'eau (positives ou négatives) au voisinage de la cote des plus hautes eaux normales. En effet, le phénomène a été dans un premier temps beaucoup plus complexe, car les calcaires maestritchiens très fissurés et peu cohérents ont été fortement désorganisés par le premier remplissage de sorte que la borne J a commencé par descendre anarchiquement de 17 mm avant de montrer la "respiration" régulière signalée. Pendant toutes ces variations l'appui calcaire rive gauche du barrage, grâce à l'efficacité de l'écran d'étanchéité réalisé par injections, annulant le déjaugeage, montrait une fixité remarquable à 0,1 mm près, ordre de grandeur de la précision des mesures.

Des observations aussi précises, mais faites uniquement en cotes d'altitude dans la zone du Chott ech Chergui (Hautes plaines algériennes) ont mis en évidence des tassements de l'ordre de 25 mm lorsqu'on a rabattu de 100 m la nappe aquifère contenue dans les calcaires jurassiques. Il s'agit là d'un phénomène analogue mais non identique, pour lequel le terme de baisse de pression interstitielle remplacerait avantageusement celui de déjaugeage, la nappe étant en charge et non libre.

Plus loin encore dans ce sens on accède à la subsidence des zones pétrolifères où la baisse de pression consécutive de l'exploitation est alors considérable, entraînant des tassements de même échelle.

#### conséquences de ces variations superficielles

Quoi qu'il en soit de ces mouvements du sol inhérents à la variation du niveau piézométrique, on conçoit aisément que les déformations conséquentes peuvent entraîner des ruptures, particulièrement dans les zones soumises au déjaugeage où la variation relative de pression est importante (de l'ordre de 10/25 au maximum à la surface). Ces ruptures sont donc nécessairement superficielles et se produisent dans les zones à dysharmonie de perméabilité, par exemple dans les calcaires karstifiés.

A Foum el Gherza que nous venons de citer, les calcaires maestritchiens proches d'une craie très fissurée se sont rompus sans brutalité et sans induire d'ondes élastiques (séismiques) directement perceptibles. Au Chott ech Chergui par contre où la nappe rabattue gisait dans les calcaires jurassiques largement karstifiés et très cohérents, plusieurs observateurs ont perçu des "explosions souterraines".

Si les roches s'y prêtent, à la fois par leur perméabilité et leur rigidité, le déjaugeage induit donc de très faibles secousses que l'on peut enregistrer et localiser avec un réseau de séis-

Fig. 1 Carte géologique des gorges de l'oued Fodda (d'après Y. Gourinard 1952)



#### mographes adéquat.

C'est une expérience de ce genre qui a été poursuivie au barrage de Ste Croix sur le Verdon, où l'on a observé de nombreux séismes de très faible magnitude (M<2) au premier remplissage [4]. Comme on aurait pu s'y attendre, les épicentres sont principalement localisés en rive gauche dans les calcaires jurassiques très karstifiés. Toutefois si l'on admet l'hypothèse que je propose, les profondeurs calculées pour les foyers qui sont situés en moyenne à 3 km sous la surface, seraient entachées d'erreurs : en effet les calcaires intéressés totalisent au grand maximum 1000 m d'épaisseur.

#### séismes au barrage d'Oued Fodda

Ce barrage réalisé en Algérie vers 1930 ménageait une retenue de 225 hm<sup>3</sup> avec une profondeur d'eau maximale de 90 m (l'envasement a notablement réduit ce volume par la suite). Barrage poids, il s'appuie sur les calcaires jurassiques (voir fig. 1) de fort amont-pendage, cependant que la cuvette se développe sur des marnes et schistes crétacés, sauf dans le premier kilomètre à partir de l'ouvrage où les calcaires sont baignés.

Une structure géologique très complexe, remarquablement mise en évidence par Y. Gourinard [5], permet de supposer que l'os calcaire entaillé par les gorges, a enduré la submersion réalisée par les nappes crétacées, violemment charriées en direction du sud vers le milieu de l'époque tertiaire. De ce fait les calcaires en cause ont été fortement malmenés et l'on peut supposer qu'ils portent encore aujourd'hui les traces de ce traumatisme, sous la forme de contraintes résiduelles. Dans une situation tectonique analogue, les schistes du barrage de la Bou Namoussa (près d'Annaba, Algérie) dans lesquels on avait pratiqué en 1952 une galerie de reconnaissance rive droite, avaient permis de mesurer un pareil défaut de relaxation, avec grand bénéfice pour la contrainte horizontale de compression.

Or, lorsqu'à l'Oued Fodda on a réalisé la mise en eau, toute une série de secousses ont été ressenties, dont certaines à 6 km de distance. Un dispositif d'observation et de mesure, admirablement agencé pour l'époque (1932) à l'aide d'appareils de prospection transformés pour les besoins de la cause, a localisé les épicentres exclusivement dans les calcaires noyés par la retenue, les foyers étant à moins de 300 m de profondeur [5]. La plus grande concentration de foyers correspondait à une zone très malmenée par la tectonique, logiquement la plus karstifiée (voir fig. 1).

On doit se demander pourquoi le simple déjaugeage a pu provoquer des ruptures aussi brutales, induisant des secousses non destructrices, mais perçues sous un jour inquiètant par les forestiers voisins... Une réponse peut être proposée grâce à l'état de contrainte que l'on vient de supposer préexistant dans les calcaires d'Oued Fodda. En effet, la sous-pression inhérente au déjaugeage s'est ajoutée à la contrainte naturelle dans les zones superficielles où se sont produites les ruptures, cependant qu'elles se retranchait en-dessous, là où était reporté le poids de l'eau, consolidant ainsi les zones où celles-ci ne pénétrait pas. Tel est en tout cas le mécanisme que je propose; j'ai d'ailleurs déjà fait appel à une hypothèse semblable, mais à une autre échelle, pour justifier de ce qui peut se passer beaucoup plus profondément [6].

Avant de quitter le domaine superficiel, il paraît peut-être souhaitable de dire quelques mots de très faibles secousses séismiques syndromiques de la catastrophe du Vajont (Italie).

Fig. 2 Pluie et fréquence des secousses au réservoir du Vajont (d'après Galanopoulos (1967) et EDF (1965)



#### séismes du Vajont

On sait qu'un gigantesque glissement-éboulement est "tombé" dans la retenue du Vajont en 1963. Or de très nombreuses petites secousses séismiques se sont manifestées pendant la mise en eau, réalisée par paliers récurrents et recouvrants de Mai 1960 à Septembre 1963 date de la catastrophe. On a mis ces phénomènes en relation avec le remplissage du lac [7] et l'on peut supposer par là que le déjaugeage est en cause (par le biais des ruptures à l'origine du mouvement). De fait une petite partie du pied du glissement a été soumise à ce genre de sous-pression. Cependant si l'on superpose la fréquence des secousses à la hauteur de pluie (v. fig. 2), on constate une corrélation du même style. et c'est logique car d'une part on remplit le lac avec la pluie environnante et non lointaine, et d'autre part les chances de ciel bleu localisé aux seules zones de glissement sont pratiquement nulles. Ceci, appuyé par la détermination de nombreux épicentres sur le site origine du glissement, permet de supposer que les précipitations abondantes accélèraient le mouvement des terrains, donc la fréquence des ruptures, et des petites secousses séismiques conséquentes. Il faut également supposer que la décharge au pied, liée au déjaugeage, facilitait les ruptures. Postérieurement à la catastrophe d'ailleurs, l'équilibre des terrains déplacés constamment remis en cause et par les précipitations atmosphériques abondantes et par les changements de niveau du lac, a été l'origine pendant plusieurs années de nombreuses très petites secousses séismiques [8].

Ne disposant pas de toute la documentation nécessaire, je prie les auteurs qui ont certainement déjà émis ces hypothèses, de bien vouloir m'excuser et de transformer mes assertions en citations à leur bénéfice.

#### 2.2 Variations profondes

Quelle que soit l'importance du lac réservoir et quelles que soient les hypothèses faites sur les qualités de la croûte terrestre, les calculs faits à la suite des frères Gough [9] par plusieurs chercheurs, ne peuvent assurément mettre en évidence en profondeur des variations de pression supérieures à la pression réalisée par l'eau en surface. Ainsi la variation relative en profondeur devient vite très faible, et sans commune mesure avec les contraintes naturelles capables de rompre la croûte terrestre.

Ce fait a été bien souligné par le groupe de travail Unesco réuni à Paris en 1970, et je l'ai personnellement pris à mon compte en 1971 [6] sous l'angle des théories géologiques actuelles. Se reportant en effet au préambule de la présente communication, et sachant que le lac de Kariba sur le Zambèze est installé sur un fossé d'effondrement naturel, constituant typiquement une zone en extension, on ne s'étonnera pas du séisme violent (M>6) qui a secoué cette région au remplissage. Est-il besoin de rappeler une fois encore, que la distribution des contraintes préexistantes étant "extensive" le poids de l'eau vient s'ajouter aux efforts naturels... que l'on est obligé de supposer avoir approché la limite de rupture à ce moment là, ce qui ne libère en rien le remplissage du lac de sa responsabilité. Le mécanisme calculé au foyer [10] pour Kariba s'inscrit très bien dans la théorie puisqu'il correspond à une extension horizontale, provoquant l'effondrement du compartiment portant le lac.

#### Cas du barrage de Granval

C'est à une échelle beaucoup moins redoutable que l'exemple français du barrage achevé sur la Truyère en 1959 nous offre un mécanisme parfaitement similaire. La carte géologique correspondante (voir fig. 3) localise la retenue sur une des "Limagnes" du Massif Central français. Les Limagnes s'identifient à des fossés d'effondrement qui ont commencé de jouer au début de l'époque tertiaire (Oligocène). Le jeu de failles associées, grossièrement orienté NW-SE n'est pas partout aussi nettement matérialisé, mais la direction des lignes de drainage impose l'existence réelle des accidents qui sont seulement supposés sur la figure 3. Là encore les fossés d'effondrement sont nés par le fait de l'extension horizontale naturelle, déjà brutalement manifestée avant la construction du barrage (1861, 1862, 1889, 1918) et qui devrait être proche de la rupture en 1963. Comme on peut le déduire des propositions précédentes, le remplissage\* a été suivi de secousses séismiques d'intensité macroséismique V. Les trois secousses en cause n'ont pratiquement pas fait de dommages, mais n'ont pas laissé de tourmenter les occupants de l'usine à l'époque.

Bien que la méthode de détermination des épicentres utilisée ne garantisse leur précision qu'à quelques kilomètres

\* pour toutes les données temporelles précises le lecteur voudra bien se reporter au rapport R 37, Q 61. XIII<sup>e</sup> C.I.G.B. Paris.

Fig. 3 Carte géologique de la zone du barrage de Granval (d'après EDF 1979)



gueur une faille bordière du Vercors, effondré à l'Ouest. gues puisqu'il recouvre sur une part importante de sa loncorrespondant bénéticie de conditions structurales analo-Alpes, près de leur bordure occidentale. Le lac de retenue dant tort de négliger celui de Monteynard\* situé dans les cas français en vérité très peu nombreux. On aurait cepen-L'exemple de Granval peut paraître le plus démonstratif des "Limagne" que les contraintes naturelles se sont libérées. tard c'est nettement plus à l'Est, mais toujours dans une l'époque avoir atteint un certain équilibre car deux ans plus les compartiments intéressés par le réservoir semblaient à "extensive" rendue très proche de la rupture. On notera que celle de Kariba, s'est ajoutée à une contrainte naturelle d'eau maximale) partaitement filiforme en comparaison de ble charge réalisée par la retenue (270 hm<sup>3</sup>, 80 m de hauteur proposée. Cet exemple fait à nouveau constater qu'une faiprès, leur groupement satisfait correctement à l'hypothèse

"sengamid" sel anab eup inebivé Toutefois le mécanisme d'extension E-W n'est pas ici aussi

#### parrage d'Eguzon

piano" ennoyant les terrains cristallins vers le Nord. (voir fig 4) sont affectées de mouvements en "touches de nale. Ces marges, notamment entre la Creuse et le Cher du Massif Central français, près de sa bordure septentrionerai maintenant ce qui s'est passé dans une autre région Continuant de descendre l'échelle des magnitudes, j'exami-

Creuse, ainsi qu'avec l'effondrement du compartiment sur que avec la direction et le pendage de la faille guide de la mécanisme focal calculé est en excellent accord géométridence un essaim de seismes peu protonds, pour lesquels le pioitation competente des enregistrements [11] met en évihumains en provoquant la chute de quelques plâtras. L'extaines ont été nettement perçues par des observateurs de petites secousses séismiques (max. M≃3,4) dont cer-Celles-ci ont enregistré au printemps 1977 plusieurs séries séismiques modernes et très "performantes" (voir fig. 4). réservoirs a nécessité l'établissement de plusieurs stations poursuivi dans une autre direction que celle des barrages été construit sur cette rivière en 1925. Un but de recherche petit barrage d'Eguzon (55 hm3, 61 m de hauteur en crête) a la Creuse suit d'assez près une des failles de ce réseau. Le Se conformant aux règles de l'évolution géomorphologique

petit lac, avait pu s'additionner aux contraintes naturelles. ple charge induite pourtant depuis un demi siècle par ce extension, se sont préférentiellement produites là où la fairégion en 1977 et que des ruptures conséquentes d'une Il faut donc constater qu'une crise séismique a tourmenté la lequel est installée la maigre retenue d'Eguzon.

\* voir le rapport R 37, Q 61. XIII\* C.I.G.B. Paris.



uoznba,p auoz ej ap sawsias ap wiessa to bia

- taille supposee SHIEI

#### Conclusions 3

ies faibles ruptures d'Eguzon. quelques kilomètres de profondeur que se sont amorcées dans le domaine tout à fait superficiel, en revanche, c'est à a abrité des phénomènes rangés sans aucune hésitation parable à celui constaté à l'Oued Fodda. Or si ce dernier lieu grandeur des énergies mises en jeu paraît à peu près comsommes arrivés jusqu'au repère "Eguzon" où l'ordre de Descendant l'échelle logarithmique des magnitudes nous

tance, dans l'étude des phénomènes prémonitoires des es séismologues modernes associent maintenant à la dilapourraient assurer les microruptures omniprésentes, et que outre il est possible d'imaginer une belle continuité que métriques voire multikilométriques, dans la profondeur. En de ruptures, ruptures centimétriques en surface, failles kilod'ondes que l'on peut qualifier d'élastiques syndromiques engendrés en pleine croûte terrestre, il s'agit toujours plus ou moins de gêne, jusqu'aux séismes destructeurs elle-même, dont les constituants prennent leur place avec craquements presque imperceptibles, nés dans la digue le remplissage de toutes les retenues. En effet, depuis les mènes vibratoires déclenchés dans le matériau terrestre par différences fondamentales de genèse, entre tous les phéno-Dans ces conditions on est tenté de penser qu'il n'y a pas de

au moins d'entr'ouvrir l'autre battant de cette seule et même cussion par le seul côté spéculatif; c'est pourquoi je tenterai mologues et géologues, il n'est pas permis de quitter la diss'inscrire toutes les préoccupations des ingénieurs, séis-Pour respecter le cadre humaniste au sein duquel devraient séismes destructeurs et meurtriers.

dance desquelles nous resterons sans doute encore luer les contraintes naturelles protondes... sous la dépenvoie du géologue averti, le sens dans lequel risquent d'évopar l'analyse structurale, doit être capable d'indiquer par la surtout située dans son contexte tectonique général connu dans ce domaine qu'une carte géologique précise, mais avec leur distribution "extensive" ou "compressive", et c'est confirmation ! Restent donc les contraintes préexistantes maineureusement qu'apres coup avec sa pale tigure de ce dernier peut être assez bien cerné par le calcul, il ne vient des contraintes préexistantes que du mécanisme focal. Si spécialistes répondants aussi bien sous le jour de la qualité nageant des lacs de retenue, soient examinés par les terait que les exemples dont disposent les autres pays améfaits concourants ayant valeur d'argument. L'auteur souhaisante par sa simplicité, dispose déjà d'un certain nombre de peine qu'il n'est pas négatif. L'hypothèse présentée, séduicité induite par les lacs réservoirs, on reconnaîtra sans apporte dans la résolution du problème posé par la séismi-Essayant donc de faire le bilan de ce que la géologie porte donnant sur la recherche scientifique.

coup de l'efficacité recherchée. notera que taute de concertation cette action perdrait beaurage que sur les œuvres humaines environnantes. On ait le moins de conséquence possible aussi bien sur le barnecessaires pour que l'évênement possiblement redouté, région, quant à l'ingénieur il devra prendre les dispositions de cet évènement en fonction du passé séismique de la ne, cependant que le séismologue supputera les chances géologue pourra indiquer l'influence éventuelle d'une rete-Ainsi, laissant pour le futur la lutte antiséismique active, le sdwai6uo

#### Références Bibliographiques

Albin Michel Paris 1952. [1] J. COULOMB — La constitution physique de la terre.

Annales de l'ITBTP. Supplément au nº 334 Paris 1975. term argileux utilisé pour la fondation de grands ouvrages. [2] P. SAVEY — Gonflement et tassement d'un substra-

barrage de Foum el Gherza. CIGB. Q 16, R 43 Paris 1955. [5] R. ARIS — Les travaux d'étanchement des terrains au

LZ

[4] J.N. PLICHON, P. GEVIN, HOANG TRONG PHO, P. LONDE, P. PETITEVILLE — XIII<sup>o</sup> Congrès International des Grands Barrages, Q 61, R 37, Paris 1979.

[5] Y. GOURINARD, J. THEVENIN — Le barrage de l'Oued Fodda. XIX<sup>e</sup> Congrès géologique International. Alger 1952.

[6] P. GEVIN — Séismes et barrages. C.R. Acad. Sci. Paris, t. 276, 2.4.73.

[7] GALANOPOULOS A.G. — Influence des variations de niveau du lac de Marathon sur l'activité séismique locale de la zone du bassin Attique. Annales géologiques des Pays Hélléniques. Athènes 1967. [8] CALOI P. — Ann. Geofis. Nº 19, pp. 1-74, Roma 1970.
[9] GOUGH D.I. and GOUGH W.I. — Stress and deflection in the lithosphere near lake Kariba. Geophys. J. nº 21, London 1970.

[10] GUPTA H.K., RASTOGI B.K. and NASAIN H. — Some discriminatory characteristics of earthquakes near the Kariba, Kremasta and Koyna artificial lakes. Bull. seismol. Soc. Am. nº 62, pp. 47-61.

[11] A. DELHAYE, N. LACHAIZE, J.P. SANTOIRE — La séismicité 1977 dans la bordure N du Massif central et ses implications tectoniques. 6º Réunion annuelle des Sciences de la Terre Paris 1978.

# analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi

par

F. Tavenas Professeur, Département de Génie civil, Université Laval, Québec

M. Brucy

Etudiant gradué, Département de Génie civil, Université Laval, Québec

J.-P. Magnan IPC, chef de la section des ouvrages en terre, LCPC, Paris

P. La Rochelle

Professeur, Département de Génie civil, Université Laval, Québec

#### M. Roy

Professeur agrégé, Département de Génie civil, Université Laval, Québec

#### 1 Introduction

Dans l'étude et le dimensionnement des ouvrages construits sur des fondations argileuses, l'évaluation de la vitesse du tassement en fonction du temps a souvent été considérée dans le passé comme un exercice académique d'importance moindre par rapport à l'évaluation de la stabilité et du tassement global de la fondation qui contrôlaient normalement les grandes caractéristiques du projet. Dans ce contexte, la pratique courante des analyses de consolidation est depuis longtemps considérée comme bien établie. Elle fait appel à la théorie de consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi (1925) pour représenter le phénomène, et aux résultats de l'essai œdométrique pour définir les paramètres caractérisant le comportement de l'argile. Cette méthode, d'un usage très répandu, ne conduit généralement pas à des résultats très satisfaisants mais les conséquences pratiques de ces erreurs de prévisions étaient habituellement limitées.

Avec le développement de la construction de voies de communication et d'installations industrielles on est maintenant amené à édifier des ouvrages de plus en plus importants sur des fondations argileuses de faible qualité. Dans ces conditions on est obligé de faire appel à des techniques de préchargement ou de construction par étapes et la prévision des vitesses de consolidation de la fondation devient un élément déterminant du projet, tant en ce qui concerne l'évaluation de la stabilité durant les diverses phases de construction, que pour la détermination du calendrier de construction et de la viabilité de l'ouvrage. Il faut dès lors disposer de méthodes fiables de calcul de la consolidation. La théorie de Terzaghi combinée à l'essai œdométrique, n'ayant pas jusqu'ici conduit à des prévisions toujours satisfaisantes, il est apparu nécessaire d'en réexaminer les fondements théoriques pour voir dans quelle mesure ils correspondent aux conditions réelles du terrain. Par ailleurs, on a pu simuler par analyse numérique les phénomènes réels de consolidation sous forte charge pour montrer dans quelle mesure ils diffèrent des conditions imposées dans l'essai œdométrique classique. De cette facon, la présente étude a pu mettre en évidence les limitations très sérieuses de la méthode classique de calcul de la consolidation.

#### 2 La théorie de Terzaghi et ses implications

Ayant constaté que les déformations d'un échantillon d'argile saturé soumis à un accroissement de contrainte △p étaient retardées du fait de la faible perméabilité de l'argile, Terzaghi (1925) a développé une formulation mathématique de ce phénomène. Il a, pour cela, été amené à formuler une série d'hypothèses dont certaines ont des conséquences très importantes sur la possibilité d'appliquer cette théorie à l'étude d'un cas réel. Après avoir rappelé le principe de base du phénomène de consolidation, les différentes hypothèses de Terzaghi seront examinées et leurs conséquences établies.

#### 2.1 Principe du phénomène de consolidation

Soit un échantillon de sol, de volume V, qu'on soumet à une variation d'état de contrainte  $\Delta \sigma_1'$ ,  $\Delta \sigma_2'$ ,  $\Delta \sigma_3'$ . Si on admet que ce sol a un comportement élastique isotrope, il en résultera une déformation volumétrique  $\Delta V/V$  telle que :

$$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{1 - 2v}{E} (\sigma_1^{\cdot} + \sigma_2^{\cdot} + \sigma_3^{\cdot})$$
ou  $\frac{\Delta V}{V} = \frac{3(1 - 2v)}{E} \Delta \sigma_{oct}^{\cdot}$ 

Si on suppose que cet échantillon est parfaitement saturé d'un liquide incompressible et que le chargement est instantané, en état non drainé, on aura alors une déformation volumétrique nulle, ce qui impose  $\Delta\sigma_{oct}^{*} = 0$  et par conséquent :

$$\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$$
 (2)

Si on permet maintenant un drainage à la périphérie de l'échantillon où on a donc  $\Delta u = 0$ , le gradient de charge hydraulique entre le centre et la surface de l'échantillon va produire un écoulement de l'eau interstitielle, contrôlé par la perméabilité k du sol. Avec le temps :

- les surpressions interstitielles vont progressivement diminuer de la valeur initiale  $\Delta u = \Delta \sigma_{oct}$  à la valeur finale 0;

- les contraintes effectives vont augmenter simultanément de la valeur initiale O à la valeur finale  $\Delta \sigma'_{oct} = \Delta \sigma_{oct}$  suivant la relation fondamentale  $\sigma_{oct} = \sigma'_{oct} + u$ ;

 les déformations volumétriques vont donc se développer avec l'accroissement de contraintes effectives suivant la relation (1).

Dans le cas général, tel qu'il se rencontre sur le terrain, toutes les composantes du tenseur de contraintes varient lors du chargement d'une fondation, les déformations volumétriques étant donc gouvernées par l'équation (1). Par ailleurs l'écoulement de l'eau interstitielle est généralement tridimensionnel, si bien que le phénomène de consolidation doit être analysé comme un problème à trois dimensions.

#### 2.2 Les hypothèses de la théorie de Terzaghi

Ayant formulé le problème général, Terzaghi (1925) en a développé une solution complète dans un cas particulier simple, soit celui de la consolidation unidimensionnelle d'une couche mince soumise à une charge uniforme  $\Delta \sigma_V$  de grande étendue. Cette solution, qui est celle utilisée pour l'analyse de tous les problèmes courants de fondations sur dépôts argileux, fait appel à huit hypothèses principales :

1. les déformations de la couche argileuse sont unidimensionnelles ;

2. le sol est et demeure saturé ;

3. les grains du sol et le fluide interstitiel sont incompressibles ;

4. le sol est homogène ;

5. les caractéristiques du sol (module, perméabilité) sont constantes pendant toute la consolidation ;

6. le drainage est unidimensionnel et il obéit à la loi de Darcy ;

7. il existe une relation linéaire entre les contraintes effectives et les variations de volume du sol ;

8. le sol ne présente pas de viscosité structurale, ou consolidation secondaire.

L'équation de conservation de la masse de l'eau dans l'écoulement transitoire qui se développe au cours de la consolidation s'écrit, compte tenu des hypothèses 2 et 3 :

$$div (\gamma_W \stackrel{\rightarrow}{V}) = \frac{\partial}{\partial t} (\gamma_W n)$$
(3)

ce qui exprime simplement que la quantité d'eau sortie d'un volume est égale à la variation de ce volume.

L'hypothèse 6 d'écoulement unidimensionnel implique que le vecteur vitesse V se réduit à  $V_z \vec{j} \circ \dot{u} \vec{j}$  représente un vecteur unité vertical et l'équation (3) devient :

$$\frac{\partial V_z}{\partial z} = -\frac{\partial n}{\partial t}$$
(4)

Par ailleurs, l'écoulement étant régi par la loi de Darcy qui veut que :

$$\vec{V} = - k \text{ grad } h$$

où h représente la charge hydraulique et k le coefficient de perméabilité du sol, on aura donc en condition unidimensionnelle

$$V_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$
 (5)

avec les notations :

 $h = \frac{u}{\gamma_W} + z$ 

u = pression interstitielle dans l'élément de sol considéré, $\gamma_{W} = poids volumique de l'eau$ 

z = cote de l'élément de sol considéré.

Compte tenu de (5) et (5'), l'équation (4) peut s'écrire :

$$-\frac{k}{\gamma_{W}}\frac{\partial^{2}u}{\partial z^{2}} = -\frac{\partial n}{\partial t}$$
(6)

Par ailleurs, Terzaghi suppose implicitement que la variation relative de volume peut s'écrire en fonction de l'indice des vides e du sol sous la forme :

$$\frac{\partial n}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left( \frac{e}{1 + e_0} \right) \approx \frac{\partial e}{\partial t} \left( \frac{1}{1 + e_0} \right)$$
(7)

[Lorsque l'on ne fait pas cette approximation, on obtient une équation légèrement différente (annexe A).]

Pour exprimer la variation d'indice des vides en fonction du temps, Terzaghi fait d'abord appel à l'hypothèse 1, d'une déformation unidimensionnelle qui implique que les variations de volume du sol sont fonction des seules contraintes effectives verticales et que, à tout instant en cours de consolidation, on a :

$$\sigma_V = \sigma'_V + u$$

σv étant par définition constant, on en déduit

$$\frac{\partial \sigma'_{V}}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t}$$
(8)

D'autre part, l'hypothèse 7 d'une relation linéaire entre la contrainte effective verticale et l'indice des vides du sol, de la forme

$$e = e_0 - a_V \Delta \sigma'_V$$

permet d'écrire le coefficient de compressibilité  $\mathbf{a}_{\mathbf{V}}$  sous la forme ;

$$a_{V} = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'_{V}}$$
(9)

On a alors, compte tenu de l'hypothèse 8,

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{\partial \sigma'}{\partial t}$$

et, en tenant compte de (8) et (9)

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_V \frac{\partial u}{\partial t} \tag{10}$$

En combinant maintenant (6), (7) et (10) on obtient l'équation différentielle qui régit la consolidation unidimensionnelle :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1 + e) \partial^2 u}{\gamma_{w} a_{v} \partial z^2}$$
(11)

Notant l'analogie avec l'équation de transmission de la chaleur et compte tenu de l'hypothèse 5, Terzaghi définit le coefficient de consolidation  $c_v$ , propriété caractéristique du sol, soit :

$$c_{V} = \frac{k(I + e)}{\gamma_{W} a_{V}}$$
(12)

Finalement, grâce à l'hypothèse 4 d'homogénéité du sol, Terzaghi arrive à la solution bien connue de l'équation (11), donnant la pression interstitielle u(z,t) en tout point et tout temps dans une couche d'épaisseur 2H drainée des deux côtés :

REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE NUMERO 7

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} \Delta \sigma_{V} \left[ \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{2m+1} \sin \frac{(2m+1)\pi z}{2H} \exp \frac{-(2m+1)^{2}\pi^{2}}{4} \right]$$
(13)

dans laquelle  $\mathsf{T}_v$  est le facteur temps, adimensionnel, de la forme :

$$L^{\Lambda} = \frac{H_{z}}{c^{\Lambda} t}$$
 (14)

Pour passer de l'équation (13) à la loi de variation du tassement de la couche d'argile en fonction du temps, Terzaghi définit successivement le degré de consolidation local :

$$\frac{|\mathbf{g}|}{n} = \mathbf{1} - \mathbf{z} \mathbf{n}$$

où u<sub>i</sub> et u désignent respectivement, à la profondeur z, les surpressions interstitielles initiale et au temps t, puis, par intégration, le degré de consolidation moyen :

(91) 
$$\frac{zp!n \int_{HZ}^{0} \int_{HZ} -1 = 0}{yrn \int_{HZ}^{0} \int_{HZ} -1} = 0$$

qui peut encore s'écrire, compte tenu de (13), dans le cas où uj est constant dans tout le sol :

$$\Omega = 1 - \sum_{\infty}^{W} \frac{M_z}{2} \text{ exb } - M_z \text{L}$$

: J9V6

$$(1 + mS)\frac{\pi}{S} = M$$

Faisant alors usage de l'hypothèse 7, Terzaghi conclut que l'équation (17) qui donne la variation en fonction du temps de la valeur moyenne de la contrainte effective dans la couche d'argile, donne également la variation du tassement total de cette couche.

## 2.3 Limites de validité des hypothèses et leurs conséquences

On a vu comment chacune des 8 hypothèses énoncées plus tôt intervient pour permettre la formulation de l'équation générale :

$$\frac{91}{2} = c_{v} \frac{9z^{2}}{9z^{u}}$$

et de sa solution (équations 13 et 17).

Il convient maintenant d'examiner les limites de validité de ces hypothèses et leurs conséquences sur la possibilité d'arriver à une solution convenable d'un problème réel à partir de l'équation (18).

*L* hypothése 1 de déformation unidimensionnelle a pour avantage évident de permettre d'abord de se libérer de la mesure, toujours délicate, du coefficient de Poisson du sol, et de caractériser la compressibilité du sol par le module mesure à l'essai œdométrique. Elle permet par ailleurs de simplifier considérablement le calcul des tassements en simplifier considérablement le calcul des tassements en seur des considéren que la composante verticale du tenseur des contraîntes induit dans la fondation.

Elle a cependant une conséquence importante au niveau du calcul de consolidation. En effet, cette hypothèse implique nécessairement que, à l'instant t= 0, on a :

$$\bigtriangledown n = \bigtriangledown a^{\Lambda}$$

Par consequent le phénomène consolidation va s'appliquer à une variation de contrainte effective de 0 à  $\Delta \sigma_V' = \Delta \sigma_V$  et va donc concerner la totalité du tassement. Au contraire, sous les ouvrages réels l'état de déformation

Au contraire, sous les ouvrages reels l'etat de déformation ne sera pas strictement uniaxial. Dans ces conditions, à l'instant t = 0, l'équation (2) s'appliquera,  $\Delta \sigma_{oct}$  prenant des valeurs de l'ordre de 0.7 à 0.9  $\Delta \sigma_v$ . On aura donc instantanément un accroissement de contrainte effective vertionale  $\Delta \sigma_v$  de l'ordre de 10 à 30 pour cent de la charge verticale appliquée et un tassement instantané. C'est pour tenir compte de ce phénomène que Skempton et Bjerrum trique. Ceci implique également que le phénomène de consolidation ne s'appliquera pas à la totalité du tassement cedométrique mais seulement à la partie produite consolidation ne s'appliquera pas à la totalité du tasseconsolidation ne s'appliquera pas à la totalité du tasseconsolidation ne s'appliquera pas à cotalité du tasseconsolidation ne s'appliquera pas à la totalité du tasseconsolidation ne s'appliquera pas à cotalité verticonsolidation ne s'appliquera pas à cotalité du tasseconsolidation ne s'appliquera pas à cotalité du tasseterder ceci implique mais seulement à cotalité verticonsolidation ne s'appliquera pas à cotalité du tasseterder ceci se station seulement à cotalité du tasseterder ceci se seulement a cert de la charge vertiterder celle appliquée.

Les hypothèses 2 et 3 de saturation et d'incompressibilité des éléments du sol permettent d'écrire que, à l'instant t = 0, on a  $\Delta u = \Delta \sigma_v$  en condition cadométrique. De manière très générale, il est rare que les sols argileux soient parfaitement saturés d'un liquide incompressible. Au contraire ils contiennent normalement de faibles quantités de gas, provenant de la décomposition des matières organiques, et qui se présentent quelquefois sous la forme de bulles, mais plus souvent à l'état de dissolution dans l'eau qui devient compressible (Fredlund, 1976).

De ce fait, pour t = 0, il peut se produire des déformations volumiques qui correspondent nécessairement à une variation des contraintes effectives et donc à des pressions interstitielles initiales inférieures aux valeurs théoriques de l'équation (2). Ce phénomène étudié par Magnan et Dang (1977), conduit donc à une réduction de la portion du tassement total dont le développement est régi par la théorie de consolidation.

Les hypothéses 4 et 5 d'homogénéité et de constance des caractéristiques du sol sont nécessaires pour poser c<sub>v</sub> = constante dans l'équation 18 et ainsi permettre une solution exacte de cette équation. Elles sont malheureusement très éloignées de la réalité. En effet il est d'abord très rare de rencontrer une couche d'argile réellement homogène dans la nature. Par ailleurs et surtout, il est maintenant bien établi que les propriétés du sol telles que k et a<sub>v</sub>, varient en fonction de l'indice des vides, et donc en cours de consolidation. De ce fait, une couche d'argile qui serait initialement homogène deviendra nécessairement hérérogène en cours de consolidation. Quant à l'hypothèse résultante d'un coefficient de consolidation c<sub>v</sub> constant, l'exatante d'un coefficient de consolidation c<sub>v</sub> constant, l'exatante d'un coefficient de consolidation c<sub>v</sub> constant, l'exa-

$$c^{A} = \frac{0' \forall 3 \forall \lambda^{M} C^{C}}{\kappa(1 + \theta) \alpha}$$
(13)

montre qu'elle a peu de chances d'être exacte puisque k, e, d' et C<sub>c</sub> sont tous variables en cours de consolidation. L'erreur introduite en supposant c<sub>V</sub> = C<sup>STE</sup> reste acceptable dans les sols surconsolidés où C<sub>c</sub> est faible et où les paramêtres sont donc peu variables ; elle devient prohibitive lorsque l'argile passe à l'état normalement consolidé en cours de consolidation par suite des variations considérables de k, e et C<sub>c</sub> dans ce cas là.

La solution de Terzaghi ne pourra donc qu'être très approchée dans la plupart des cas. On devra avoir recours à une méthode de calcul permettant de tenir compte de la non-homogénéité et de la variation en cours de consolidation "des propriétés de l'argile pour obtenir une simulation convenable des phénomènes réels. On verra plus loin l'effet des variations de C<sub>V</sub> sur la qualité de la solution de Terzaghi.

L'hypothèse d'un drainage unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy permet d'abord une expression simple des débits, et donc des changements de volume en fonction du temps. On doit évidemment noter que les conditions de géométrie requises pour produire une condition d'écoùlement unidimensionel sont rarement réunies dans les fon-

(81)

dations d'ouvrages. On aura généralement un écoulement bidimensionnel, donc plus rapide ; Leroueil et al (1978) ont bien mis ce phénomène en évidence. Ici encore, on devra avoir recours à une méthode numérique pour tenir compte de cette diffusion bidimensionnelle et mieux simuler la réalité.

Un problème se pose également avec l'application de la loi de Darcy. En effet, les conditions de l'essai œdométrique classique dans lequel on mesure les caractéristiques de consolidation de l'argile correspondent à des gradients de pression extrêmement élevés. On peut alors se demander si les paramètres ainsi mesurés, et en particulier la perméabilité, peuvent être appliqués directement aux conditions du terrain où les gradients sont 100 à 1 000 fois plus faibles. Par ailleurs, certains travaux ont conduit à suggérer l'existence d'un gradient limite au-dessous duquel la loi de Darcy ne serait plus applicable (Hansbo, 1960). Ce phénomène, qui pourrait avoir une importance capitale en fin de consolidation, n'est pas encore clairement défini mais il mérite une étude détaillée.

L'hypothèse 7 d'une relation linéaire entre contraintes et déformations volumétriques intervient à deux niveaux dans le développement et l'utilisation de la solution de Terzaghi : d'une part elle permet de passer des changements de volume aux variations de pressions interstitielles, pour transformer l'équation (6) et arriver à l'équation (11) ; d'autre part c'est grâce à elle qu'on peut assimiler l'expression (17) du degré de consolidation à la loi de variation du tassement total en fonction du temps. Or cette hypothèse n'est en général pas vérifiée dans la nature. On notera d'ailleurs que Terzaghi lui-même fait l'hypothèse contradictoire d'une relation linéaire entre les déformations volumétriques et le logarithme de la contrainte dans son calcul de l'amplitude des tassements (Terzaghi et Peck, 1965). On verra plus loin que cette hypothèse conduit dans certains cas à des erreurs importantes sur la loi de variation du tassement en fonction du temps.

Finalement, l'hypothèse 8 d'absence de toute viscosité structurale de l'argile est certainement contraire à la réalité. Les méthodes analytiques proposées pour tenir compte de cette viscosité (Koppejan, 1948 ; Gibson et Lo, 1961) ne sont pas entièrement satisfaisantes. L'utilisation de méthodes numériques a cependant conduit à une simulation plus convenable de la superposition des consolidations primaire et secondaire (Garlanger, 1972 ; Brucy, 1978).

Il apparaît donc clairement que les différentes hypothèses nécessaires au développement de la solution de Terzaghi ne sont pas totalement conformes au comportement physique réel d'une couche argileuse en consolidation. Par conséquent cette solution ne devrait être qu'approximative.

#### 3 But et principe de l'analyse par CONMULT

Ayant mis en évidence certains aspects discutables des hypothèses utilisées dans la solution de Terzaghi, il est nécessaire de préciser dans quelle mesure ces hypothèses affectent la qualité des prévisions de consolidation. Il faut pour cela avoir recours, en parallèle à la solution de Terzaghi, à une méthode numérique permettant d'éliminer les hypothèses les moins représentatives. Une telle méthode a été mise au point au LCPC, Paris, sous la forme du programme informatique CONMULT. Ce programme, décrit en détail par Magnan et al (1979), présente les caractéris-tiques essentielles suivantes :

 $-\,\mathrm{il}$  permet la solution par la méthode des différences finies de l'équation unidimensionnelle :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{k(1 + e)\sigma'}{0.434 \gamma_{\rm W} C_{\rm C}} \quad \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$
(20)

dans un système multicouche pouvant comporter jusqu'à 10 couches de caractéristiques différentes.

 Si l'hypothèse 1 de déformation unidimensionnelle reste utilisée, il est possible de se libérer de sa conséquence, soit  $\bigtriangleup u=\bigtriangleup\sigma_{v'}$  en imposant une distribution initiale des surpressions interstitielles indépendante des charges appliquées.

— Le programme, dans sa version la plus récente, comporte la prise en compte de la non-saturation et de la compressibilité possible du fluide interstitiel, éliminant aussi les hypothèses 2 et 3.

— Une des qualités essentielles de CONMULT est d'être libéré des hypothèses 4 et 5 d'homogénéité et de constance des caractéristiques du sol. En effet la possibilité d'étudier un système multicouche élimine l'hypothèse d'homogénéité. Par ailleurs et surtout CONMULT permet de tenir compte des variations en cours de consolidation.

- de l'indice des vides ;

- de la compressibilité, caractérisée par exemple par l'indice  $\mathbf{C}_{\mathbf{C}}$  ;

- de la perméabilité du milieu, suivant une loi du type :

$$e = A + B \lg k \tag{21}$$

De plus, par l'utilisation d'un système de sous-couches, on peut tenir compte des variations de ces propriétés en cours de consolidation à l'intérieur d'une couche initialement homogène. CONMULT dispense donc de l'utilisation du coefficient de consolidation  $c_V$ , dont on suppose dans la théorie de Terzaghi qu'il est une caractéristique constante de l'argile.

- CONMULT fait appel à la loi de Darcy, en écoulement unidimensionnel, mais en tenant compte des variations de k et de longueur de drainage en cours de consolidation.

 Les tassements étant calculés pour chaque couche et sous-couche en fonction des variations de contrainte effective locale suivant la relation classique

 $\Delta e = -C_c \Delta$  lg  $\sigma'$ , CONMULT n'est pas affecté par l'hypothèse 7 de relation linéaire  $e - \sigma'$ . En effet, le degré de consolidation ne sert qu'à contrôler le déroulement du calcul, mais pas à évaluer le tassement global du système étudié.

 Enfin, Brucy (1978) a mis au point une méthode de prise en compte de la consolidation secondaire, sur la base du modèle de Taylor-Bjerrum.

On voit donc que CONMULT ne contient finalement qu'une seule hypothèse contraignante, à savoir celle d'une consolidation unidimensionnelle. Le programme se prête donc très bien à une analyse détaillée de l'essai de consolidation œdométrique, et à la vérification de la validité de la théorie de Terzaghi dans ce cas.

#### 4 Chargement œdométrique d'une argile à C<sub>c</sub> = C<sup>ste</sup>

Ce cas de chargement simple, correspondant en principe à la théorie de Terzaghi, est celui que l'on rencontre lors des étapes de chargement dans l'essai œdométrique classique. On doit cependant distinguer les cas de l'argile surconsolidée peu compressible caractérisée par l'indice de gonflement C<sub>S</sub> et de l'argile normalement consolidée qui a au contraire un indice de compression C<sub>c</sub> élevé.

On sait que, selon Terzaghi, le coefficient de consolidation  $c_V$  est constant durant un tel chargement et prend les valeurs correspondant à  $C_S$  ou  $C_C$  dans :

$$C_{v} = \frac{k\sigma'(1 + e)}{0.434 C_{c} \gamma_{w}}$$
(19)

En réalité k et e varient au cours de la consolidation suivant les lois

$$e = A + B \lg k \tag{21}$$

$$e = e_0 - C_c \, \lg \, \sigma' / \sigma_0 \tag{22}$$

On peut donc, pour tenir compte de ces variations de k et e, mettre l'équation (19) sous la forme :



Fig. 1 Variations du coefficient de consolidation en cours de consolidation

$$\lg c_{V} = e \left(\frac{1}{B} - \frac{1}{C_{C}}\right)^{+} \lg (1 + e) - c^{ste}$$
(23)

qui donne, en dérivant par rapport à e, la variation de  $c_{\rm V}$  en cours de consolidation, soit

$$\frac{\Delta \log c_V}{\Delta e} = \frac{1}{B} - \frac{1}{C_c} + \frac{1}{1+e}$$
(24)

où e représente l'indice des vides final. On voit donc que, selon les valeurs relatives de B et  $C_{\rm C}$ , le coefficient  $c_{\rm V}$  pourra augmenter ou diminuer en cours de consolidation.

La figure 1 présente les variations en fonction de C<sub>c</sub> des valeurs initiales et finales de c<sub>v</sub> pour le cas d'un accroissement de charge  $\Delta\sigma'_v = 65$  kPa appliqué à une argile norment de charge  $\Delta o_V = 00 \text{ kra applique a une argin txi malement consolidée caractérisée par e_=2, k_0=0,5 ×$  $<math>10^{-9} \text{ m/s}$ ,  $\sigma'_{VO} = 22 \text{ kPa et B} = 0,6$ . On note que c<sub>V</sub> augmente lorsque C<sub>c</sub> est inférieur à 0,5 et qu'il diminue considérablement pour les valeurs de C<sub>c</sub> supérieures à 0,5, la loi de variation de lg (c<sub>VO</sub>/c<sub>VI</sub>) étant une fonction linéaire de Cc. Les caractéristiques considérées sont celles d'une argile molle sensible pour laquelle l'indice de compressibilité peut prendre des valeurs typiques C<sub>S</sub> = 0,05 dans le domaine surconsolidé et  $C_c = 1,7$  dans le domaine normalement consolidé. Dans ces conditions, durant un chargement dans le domaine surconsolidé, cv augmentera par un facteur de l'ordre de 3, ce qui se traduira par une accélération importante de la consolidation ; c'est probablement la raison pour laquelle la mesure de c, par la méthode classique fondée sur la théorie de Terzaghi est impossible dans une argile surconsolidée. Par contre, cv subira une réduction très importante lors d'un chargement dans le domaine normalement consolidé. On voit donc que, dans les deux cas, la théorie de Terzaghi ne sera pas correctement applicable.

Pour bien mettre en évidence ces phénomènes on a simulé à l'aide du programme CONMULT le comportement d'un échantillon de 1,95 cm de hauteur, drainé sur une seule face et possédant les caractéristiques citées plus haut, qui sont typiques de l'argile de Saint-Alban (Tavenas et Leroueil, 1977). Cet échantillon a été soumis à un accroissement de contrainte effective  $\Delta\sigma'_{\rm V}=65$  kPa en supposant que l'argile était normalement consolidée et avait un indice de compression C<sub>c</sub> = 1,7. La figure 2 présente les variations du degré de tassement U<sub>s</sub>, défini à partir du tassement de l'échantillon calculé par CON-MULT, ainsi que les résultats obtenus par la solution de Terzaghi à partir des valeurs initiales et finales de e, k et  $\sigma'$ .

On voit que le tassement réel se développe à une vitesse intermédiaire entre celles prévues par Terzaghi et correspondant à une valeur moyenne de cy de l'ordre de 0,5 × 10<sup>-9</sup> m<sup>2</sup>/s pour les degrés de consolidation supérieurs à 50 pour cent. La figure 3 présente les variations de cy en cours de consolidation aux guatre niveaux indigués. On voit que la couche superficielle (point A) subit une diminution de cv très rapide au début de la consolidation pour jouer donc un rôle retardateur sur la consolidation des couches inférieures ; l'examen combiné des figures 2 et 3 montre d'ailleurs que c'est le coefficient de consolidation c., de cette couche supérieure qui contrôle le coefficient de consolidation moyen de tout l'échantillon et la vitesse de tassement global. La figure 3 met par ailleurs clairement en évidence la non-vérification de l'hypothèse de base de Terzaghi concernant l'homogénéité du sol puisque à un même instant les valeurs de  $c_{\rm V}\,$  peuvent varier dans un rapport de 1 à 5. Une simulation par CONMULT du chargement d'une argile surconsolidée (C<sub>s</sub> = 0,05) a confirmé l'augmentation de cv en cours de consolidation dans un rapport de 1 à 3.

On voit donc que, même dans le cas simple d'un chargement par paliers d'une argile caractérisée par une valeur constante de C<sub>C</sub>, la théorie de Terzaghi représente mal le phénomène réel, tant pour les argiles surconsolidées caractérisées par des valeurs faibles de C<sub>S</sub>, que pour les argiles normalement consolidées où les valeurs de C<sub>c</sub> sont généralement supérieures à 1. Les valeurs de c<sub>v</sub> mesurées dans ce cas ne pourront être qu'approximatives puisqu'elles intègrent en fait les variations du coefficient de consolidation réel, dans l'espace et dans le temps.

#### 5 Chargement œdométrique d'une argile surconsolidée

Il est très rare qu'une argile naturelle soit strictement normalement consolidée ; les effets combinés du vieillissement, de la thixotropie, des variations de la nappe phréatique résultent tous en effet en une préconsolidation de l'argile. Lorsqu'une argile naturelle est soumise à un chargement, son comportement va donc être d'abord celui d'un matériau surconsolidé, puis, en cours de consolidation, celui d'un matériau normalement consolidé. On aura donc en cours de consolidation une variation très importante de l'indice de compression C<sub>c</sub> et, par voie de conségement, qui correspond à tous les cas de chargement réel in situ, diffère donc sensiblement du chargement par palier



Fig. 2 Variations du degré de tassement  $U_s$  en fonction du temps dans le cas où  $C_c = 1,7$


Fig. 3 Variations du coefficient de consolidation à différents niveaux dans l'échantillon en fonction du degré de consolidation global dans le cas où  $C_c = 1,7$ 

kPa et des indices  $C_s = 0,07$  et  $C_c = 1,7$ . Sa perméabilité verticale est de l'ordre de  $0,5 \times 10^{-9}$ m/s à l'état naturel et des essais en laboratoire ont montré que cette perméabilité diminuait avec l'indice des vides suivant la loi  $\Delta e = 0,6 \Delta$  1g k. La charge appliquée par le remblai correspond à un accroissement de contrainte effective verticale de 65 kPa en fin de consolidation. La figure 4 présente la loi de compressibilité retenue dans cet intervalle de contrainte effectives verticale contrainte effectives verticale de 65 kPa en fin de consolidation. La figure 4 présente la contrainte effectives verticale contrainte effectives verticale de 65 kPa en fin de consolidation. La figure 4 présente la contrainte effectives verticale de contrainte effectives verticale de foi de compressibilité retenue dans cet intervalle de contraintes.

La figure 5 présente les variations du degré de consolidation en fonction du temps pour un échantillon œdométrique de 1,95 cm de hauteur, drainé à sa face supérieure suelement. Compte tenu de la loi effort-déformation suivie (fig. 4) l'hypothèse 7 de Terzaghi n'est plus vérifiée et l'équation (17) donnant la vitesse de dissipation des pres-

> réalisé à l'œdomètre et mérite une étude particulière. Raymond (1966) a déjà considéré ce problème mais en ne tenant compte que de la variation de C<sub>c</sub> en cours de consolidation. Au contraire le programme CONNULT utilisé dans la présente étude permet une simulation complète des prénomènes réels en tenant compte non seulement des variations de C<sub>c</sub> mais aussi de la réduction de perméabilité en cours de consolidation.

> Pour étudier ce problème on a décidé de simuler le chargement à l'œdomètre de l'argile de Saint-Alban à 3 m de profondeur sous les remblais d'essais (Tavenas et al, 1974). Cette argile est caractérisée par une contrainte effective verticale en place de 22 kPa et un indice des effective verticale en place de 22 kPa et un indice des vides initial de 2,0, une pression de préconsolidation de 50







Fig. 5 Variations des degrés de consolidation U et de tassement  $U_s$  en fonction du temps dans le cas où  $\sigma_{vo}^* < \sigma_p^* < \Delta_v + \Delta p$ 





Fig. 7 Variations de la contrainte effective verticale à la base non drainée de l'échantillon







Fig. 8 Principe du comportement en cours de consolidation d'une argile initialement surconsolidée soumise à  $\sigma'_{vo} + \Delta p > \sigma'_p$ 

sions interstitielles ne permet plus de prévoir l'accroissement des tassements en fonction du temps. Effectivement le degré de consolidation U déterminé à partir des pressions interstitielles calculées par CONMULT à différents niveaux dans l'échantillon suivant une équation de la forme de (16), diffère sensiblement du degré de tassement  ${\sf U}_{\rm S}= {\bigtriangleup} h/{\bigtriangleup} h_{final}$  . On a également reporté sur la figure 5 les solutions de Terzaghi pour C\_{\rm g}=0,07 et pour C\_{\rm c}=1,7 et sur la base des valeurs initiales de e,  $\sigma'$  et k. On voit que la variation de Us en fonction du temps obtenue par CON-MULT prend une forme assez semblable à la solution de Terzaghi avec C<sub>c</sub> = 1,7, la différence maximum étant de l'ordre de 6 pour cent de degré de consolidation. Cette similitude, déjà notée par Raymond (1966) doit être considérée avec prudence comme on le notera plus loin. Au contraire la variation du degré de consolidation U en fonction du temps présente une forme tout à fait différente des solutions de Terzaghi : initialement elle s'éloigne progressivement de la solution avec C\_{\rm S}=0,07, présente une discontinuité entre 50 et 60 pourcent de consolidation, pour finalement se rapprocher de la solution avec  $C_{\rm C} =$  1,7.

Pour mieux comprendre cette forme particulière de U = f(t) on peut étudier la dissipation des pressions interstitielles à la base non drainée de l'échantillon. Les variations de u en fonction du temps calculées selon les deux solutions de Terzaghi et par CONMULT sont présentées à la figure 6. On retrouve qualitativement le même comportement que pour le degré de consolidation global avec un éloignement initial progressif de la solution avec C<sub>s</sub> = 0,07, un palier qui dure de 2 000 à 5 000 secondes et pendant lequel la pression interstitielle se maintient à peu près constante à 37 kPa, puis finalement un rapprochement progressif vers la solution avec  $C_c = 1,7$ . Le blocage temporaire de la pression interstitielle peut s'expliquer par le passage de l'argile de l'état surconsolidé à l'état normalement consolidé. En effet, d'après les variations de contrainte effective verticale à la base de l'échantillon (fig. 7), on voit que le palier de la courbe de consolidation se produit lorsque la contrainte effective verticale devient égale à la pression de préconsolidation de l'argile  $\sigma_p' = 50$  kPa. A ce moment, au niveau considéré, la compressibilité de l'argile augmente considérablement (ici elle est multipliée par  $C_c/C_s = 24$ ) ce qui se traduit par une augmentation brusque du volume d'eau à évacuer et, donc, par un ralentissement de la dissipation de la pression interstitielle. Ce phénomène, logique au niveau élémentaire, ne suffit pas à lui seul pour expliquer le comportement global de l'échantillon tel que présenté à la figure 5 ; en effet il devrait se produire à des instants différents aux différents niveaux de l'échantillon et se traduire par un déplacement continu de U de la solution avec  $\rm C_S=0,07$  vers la solution avec  $C_{C} = 1.7.$ 

La figure 8 présente schématiquement le comportement de l'échantillon en cours de consolidation. A l'application de la charge, à l'instant t = 0, on a  $\triangle u = \triangle p$ , et l'argile est caractérisée par ses propriétés initiales  $e_{o},\,\sigma_{VO},\,k_{o}$  et  $C_{s}$ ; l'échantillon est en condition surconsolidée homogène, la consolidation se faisant à une vitesse contrôlée par le volume à évacuer  $V_{0}$  = f (C\_{s}) et le débit possible  $\Omega_{0}$  = f (k\_{0}). A mesure que la consolidation se développe les pressions interstitielles se dissipent à partir de la face drainée et la contrainte effective augmente. A l'instant t1 la contrainte effective est supérieure à  $\sigma_p$  entre la face drainée et la profondeur z<sub>A</sub>. Dans cette zone l'argile a pris des caractéristiques normalement consolidées ; le volume d'eau à évacuer y est accru dans le rapport C<sub>C</sub>/C<sub>s</sub> alors que le débit possible a diminué par suite de la réduction de k associée à la diminution de l'indice des vides. Le débit disponible sert alors en priorité à évacuer l'eau de cette zone normalement consolidée située près de la surface drainante et il va y avoir un blocage de la consolidation de la zone surconsolidée inférieure. Avec le développement de la consolidation l'épaisseur z<sub>A</sub> de la zone normalement consolidée va croître, pour finalement être égale à l'épaisseur de l'échantillon. A partir de ce moment tout l'échantillon sera à l'état normalement consolidé mais il ne sera pas pour autant homogène puisque ses caractéristiques σ', e, k et donc cv seront variables d'un point à l'autre.

Le développement d'une zone « bouchon » normalement consolidée à proximité de la surface drainante modifie la forme des isochrones, tel qu'indiqué à la figure 9. Pour un même degré de consolidation global, on a, par rapport aux isochrones déterminés selon la théorie de Terzaghi, une diminution plus lente des pressions interstitielles près de la surface drainante dans la couche normalement consolidée où cy est petit. Par contre, dans la zone centrale surconsolidée où le processus de consolidation est temporairement bloqué on note un rééquilibrage des pressions interstitielles à l'intérieur de cette zone ; on atteint même une condition de gradient nul entre la base et la mi-hauteur de l'échantillon pour U = 50 %. En considérant la variation de la forme et de la position des isochrones ou des courbes de distribution de ou en fonction de la profondeur (fig. 10) on peut comprendre le processus de formation du palier de la courbe U = f(t). On voit que, pour un degré de consolidation de 45 pour cent, le tiers seulement de la couche est déjà en état normalement consolidé, alors que pour un degré de consolidation de 55 pour cent  $\sigma'_{V}$  est



Fig. 9 Déformation des isochrones dans une argile initialement surconsolidée soumise à  $\sigma'_{VO} + \Delta p > \sigma'_{D}$ 







Fig. 11 Variations en fonction du temps du degré de consolidation U et de la hauteur d'échantillon qui se trouve à l'état normalement consolidé

supérieure à  $\sigma'_p$  dans l'ensemble de l'échantillon. Cela se traduit par uné augmentation rapide du volume d'eau à évacuer et par un ralentissement important de la consolidation. La figure 11 met en évidence ce phénomène en présentant les variations en fonction du temps de la hauteur relative d'échantillon en état normalement consolidé et du degré de consolidation U ; on note que le palier de U = f(t) se produit pendant l'augmentation rapide de  $z_A$ .

La durée du palier doit être fonction du surcroît d'eau à évacuer lorsque l'ensemble de l'échantillon devient normalement consolidé, c'est-à-dire du rapport  $\rm C_C/\rm C_S.$  Pour vérifier cette hypothèse on a fait deux analyses par CON-MULT en gardant tous les paramètres identiques au cas précédent mais en prenant  $\rm C_C=0.85$  dans un cas et  $\rm C_C=3.4$  dans l'autre. La figure 12 présente les variations de la pression interstitielle à la base de l'échantillon en fonction du temps pour les trois cas étudiés. La dissipation

initiale de  $\mu$  est d'autant plus rapide que  $C_{\rm C}$  est petit ; l'effet de « bouchon » produit par le passage à l'état normalement consolidé de la couche supérieure est en effet fonction du rapport  $C_{\rm C}/C_{\rm S}$ . Par ailleurs la longueur du palier de la courbe u=f(t) varie en fonction de  $C_{\rm C}$ . Pour préciser cette variation on a défini la durée du palier comme étant le temps nécessaire à la diminution de la pression interstitielle de 38 à 37 kPa. La figure 13 présente les variations de  $\Delta t$  en fonction de  $C_{\rm C}/C_{\rm S}$ . On note que  $\Delta t$  augmente à peu près linéairement avec  $C_{\rm C}/C_{\rm S}$  jusqu'à une valeur de l'ordre de 20 au-delà de laquelle la croissance de  $\Delta t$  devient exponentielle. On peut remarquer par ailleurs que si on rapporte la durée  $\Delta t$  du palier au temps nécessaire pour atteindre 95 pour cent de dissipation de u, le palier représente une proportion du temps de consolidation décroissant de 2,8 pour cent pour  $C_{\rm C}/C_{\rm S}=12,1$  à 1 pour cent pour  $C_{\rm C}/C_{\rm S}=48,6.$ 



Fig. 12 Influence du rapport C<sub>c</sub>/C<sub>s</sub> sur la dissipation de la surpression interstitielle à la base non drainée de l'échantillon



Fig. 13 Variation de la durée du palier de surpression interstitielle à la base de la courbe en fonction de  $C_c/C_s$ 

Fig. 14 Variation du degré de tassement  $U_{\rm g}$  en fonction du degré de consolidation U



**REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE NUMERO 7** 

#### 6 Conclusion

Pour arriver à une formulation simple et à une solution du problème du développement en fonction du temps du tassement d'une couche d'argile, Terzaghi (1925) a été amené à faire une série d'hypothèses très restrictives, dont la plupart sont peu représentatives de la réalité physique. Cependant, la simplicité de la méthode a conduit à son utilisation quasi universelle et, avec l'usage, les limitations résultant des hypothèses ont été perdues de vue.

La mise au point du programme d'analyse numérique CONMULT, qui libère de la nécessité de faire toute hypothèse autre que celle d'une consolidation unidimensionnelle et qui représente en particulier les variations réelles des propriétés de compressibilité et de perméabilité de l'argile en cours de consolidation, a permis une analyse détaillée de la qualité de la solution de Terzaghi.

Dans le cas d'un chargement par palier, l'accroissement de cy en cours de consolidation dans l'argile surconsolidée, et sa réduction très importante dans l'argile normalement consolidée, font que la théorie de Terzaghi donne des résultats peu représentatifs. Inversement, les valeurs de c., déduites d'essais oedométriques interprétés à partir de cette théorie représentent des valeurs moyennes correspondant à des conditions de contrainte, perméabilité et indice des vides peu claires.

En conclusion, dans le cas classique de chargement d'une argile initialement surconsolidée soumise à une contrainte effective finale supérieure à sa pression de préconsolidation, le comportement en cours de consolidation diffère très nettement des prévisions obtenues par la théorie de Terzaghi. Le passage rapide à l'état normalement consolidé des zones situées à proximité des surfaces drainantes conduit à la formation d'un « bouchon » qui ralentit globalement la consolidation et qui modifie considérablement la forme des isochrones. Par ailleurs, cette modification de la forme des isochrones, associée au changement de comportement de l'argile lorsqu'elle devient normalement consolidée, conduit à la formation d'un palier dans la courbe de variation du degré de consolidation U en fonction du logarithme du temps. Enfin le degré de consolidation U déterminé à partir des pressions interstitielles n'est plus représentatif de la progression du tassement, tel que montré à la figure 14. On est donc forcé de conclure que la théorie de Terzaghi n'est pas adaptée à l'étude de ce cas de chargement. Pourtant on a noté (fig. 5) que la progression du tassement en fonction du temps prenait une forme assez semblable à celle déduite de la théorie de Terzaghi en prenant pour le calcul de  $c_{\rm V}$  les valeurs initiales de  $\sigma,$  e et k et l'indice de compression  $_{\rm C}$  de l'argile normalement consolidée. Il faut bien voir que ceci n'implique pas que le cy de l'argile normalement consolidée contrôle la vitesse de tassement. En effet, on a montré (fig. 1 et 2) que le coefficient de consolidation variait énormément en cours de consolidation dans une argile normalement consolidée, entraînant un développement du tassement beaucoup plus lent que celui prédit à partir de la valeur initiale de cv. Le coefficient de consolidation apparent qui correspond à la vitesse de tassement dans le cas présent n'a aucune réalité physique et n'est finalement que le résultat de l'intégration des coefficients de consolidation plus grands dans la zone surconsolidée qui contrôlent le tassement initial et des c<sub>v</sub> beaucoup plus petits dans l'argile normale-ment consolidée qui gouvernent la phase finale de consolidation.

Dans le cas plus général d'un chargement amenant une argile initialement surconsolidée dans un état final normalement consolidé, le comportement réel diffère totalement de celui prédit par la théorie de Terzaghi. Le passage des zones proches des surfaces drainantes à l'état normalement consolidé dès le début de la consolidation produit la formation d'un « bouchon » qui ralentit la consolidation et modifie la forme des isochrones. De ce fait, il ne saurait être question d'utiliser la théorie de Terzaghi pour analyser la dissipation de pressions interstitielles ou le développement du tassement de couches élémentaires dans une fondation argileuse soumise à un tel chargement. Par ailleurs le développement du degré de consolidation U présente une discontinuité lorsque l'ensemble de la couche argileuse passe en état normalement consolidé et on ne peut pas déduire la progression des tassements de ce degré de consolidation.

Dans ces conditions il convient d'abord de réaliser que le coefficient de consolidation cy n'est pas une propriété réelle de l'argile, mesurable, constante et utilisable comme le veut la pratique courante actuelle. cy n'est que la combinaison des paramètres  $\sigma'$ , e, k et C<sub>c</sub> qui sont tous variables en cours de consolidation. Si on veut donc correctement définir le comportement hydrodynamique d'une argile, ce n'est pas c, qu'il faut mesurer, mais bien les lois de variations de e, k et C<sub>c</sub> en fonction de la contrainte effective  $\sigma'$ . D'autre part, la théorie de Terzaghi fait appel à trop d'hypothèses contraires à la réalité physique des phénomènes pour conduire à des prévisions fiables de la consolidation des fondations argileuses. Il apparaît au contraire nécessaire d'avoir recours à des méthodes d'analyse numérique, telles que le programme CONMULT, qui libèrent de l'obligation de formuler de telles hypothèses, et qui permettent une simulation complète du comportement réel de l'argile.

#### Remerciements

La présente étude a été réalisée dans le cadre du projet de coopération franco-québécoise liant le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris et le Groupe de Géotechnique de l'Université Laval à Québec. Le financement en a été assuré par une bourse France-Québec, par un octroi FCAC du Ministère de l'Education du Québec et par l'octroi numéro A.7724 du Conseil National de Recherches du Canada.

#### Annexe

L'équation rigoureuse de la consolidation unidimensionnelle en variables d'Euler s'écrit généralement sous la forme (Schlosser, 1973) : (A.1)

$$(1 + e)^2 \frac{\partial}{\partial z} \left[ \frac{k}{(1 + e)\gamma_W} - \frac{d\sigma'}{de} \frac{\partial e}{\partial z} \right] = -\frac{\partial e}{\partial t}$$

avec les notations :

e = indice des vides à l'instant t,

z = cote du point considéré à l'instant t,

k = coefficient de perméabilité à l'instant t et à la cote z,

 $\sigma' = contrainte effective verticale à l'instant t et à la$ cote z.

 $\begin{array}{l} \gamma_{W} = \text{poids volumique de l'eau,} \\ t = \text{temps.} \end{array}$ 

En variables de Lagrange, la même équation s'écrit :

$$\frac{\partial}{\partial z_{O}} \quad \left[ \begin{array}{c} \frac{(1 + e_{O})^{2}}{(1 + e)} & \frac{k}{\gamma_{W}} \begin{array}{c} \frac{d\sigma'}{de} \end{array} \begin{array}{c} \frac{\partial e}{\partial z_{O}} \end{array} \right] = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad (A.2)$$

avec les notations :

 $\begin{array}{l} z_{0} \,=\, cote \mbox{ initiale du point considéré} \\ e_{0} \,=\, valeur \mbox{ initiale de l'indice des vides à la cote } z_{0}. \end{array}$ 

Ces deux équations sont non linéaires puisqu'elles dépendent entre autres de l'indice des vides actuel e. Pour rendre l'équation (A.2) linéaire et semblable à l'équation de Terzaghi, il est nécessaire de supposer k constant, do de constant et e constant dans l'expression (1 + e). On peut

noter de plus que le simple fait de supposer le produit

 $\frac{(1 + e_0)^2}{1 + e} \frac{k}{\gamma_W} \frac{d\sigma'}{de} \text{ constant dans l'équation (A.2) rend linéaire}$ 

l'équation différentielle qui donne le tassement mais pas celle qui permet de calculer la surpression interstitielle.

# Références bibliographiques

BRUCY M. (1978) - Analyse de la consolidation primaire et secondaire des argiles Champlain par Commult. Thèse de M.Sc., département de Génie civil, Université Laval, Québec, Canada.

FREDLUND D.L. (1976) – Density and compressibility characteristics of air-water mixtures. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 13 (4) : 386-396.

GARLANGER J.E. (1972) – The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. Geotechnique, Vol. 22 (1) : 71-78.

GIBSON R.E., Lo, K.Y. (1961) – A theory of consolidation for soils exhibiting secondary compression. Norwegian Geotechnical Institute, Publication number 41.

HANSBO S. (1960) - Consolidation of clay, with special reference to influence of vertical sand drains. Swedish Geotechnical Institute, Proc. 18.

KOPPEJAN, A.W. (1948) – A formula combining the Terzaghi load-compression relation ship and the Buisman secular time effect. Proc. 2nd ICSMFE, Rotterdam, Vol. 3 : 32-37.

LEROUEIL S., TAVENAS F., TRAK B., LA ROCHELLE P., ROY M., (1978) – Construction pore pressures in clay foundations under embankments - Part I - the Saint-Alban test fills. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15 (1) : 54-65. MAGNAN, J.-P., DANG, M.-T. (1977). – Theoretical and experimental analysis of the compressibility of pore fluid in a nearly saturated clayey soil. Proc. Int. Symp. on Geot. Aspects of soft clays, AIT, Bangkok, : 675-690.

MAGNAN J.-P., BAGHERY S., BRUCY M., TAVENAS F. (1979). – Etude numérique de la consolidation unidimensionnelle avec prise en compte des variations de la perméabilité et de la compressibilité du sol, du fluage et de la non saturation. (à paraître dans le bulletin de liaison des LPC-Paris).

RAYMOND G.P. (1966). - Consolidation of slightly overconsolidated soils. ASCE Journ. Soil Mech. and Found. Div., Vol. 92 (SM5) : 1-19.

SCHLOSSER F. (1973) – Hypothèses et théories pour la prévision des tassements des remblais sur sols compressibles. Bull. de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial T : 26-57.

SKEMPTON A.W., BJERRUM L. (1957). – A contribution to the settlement analysis of foundation on clay. Geotechnique, Vol. 7 (2) : 168-178.

TAVENAS F., CHAPEAU C., LA ROCHELLE P., ROY M. (1974). – Immediate Settlements of three test embankments on Champlain clay. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11 (1): 109-141.

TAVENAS F., LEROUEIL S. (1977). – Effects of stresses and time on yielding of clays. Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Vol. 1 : 319-326.

TERZAGHI K. (1925). - Erdbaumechanik. Deuticke Ed., Vienna.

TERZAGHI K., PECK R.B. (1965). - Mécanique des sols appliquée. Dunod, Paris.

# détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents

application au calcul d'essais triaxiaux\*

par

J. Monnet

Assistant à l'Institut Universitaire de Technologie nº 1 de Lyon

J. Gielly

Maître de Conférence à l'Institut Universitaire de Technologie nº 1 de Lyon

Les ouvrages de Génie Civil en contact avec un sol sont, du fait de leur complexité croissante, de plus en plus difficiles à calculer. Les caractéristiques mécaniques du sol de fondation, sa géométrie, les différentes sollicitations auxquelles il est soumis, sont autant de variables difficiles à prendre en compte dans les calculs classiques. Une simplification de la réalité consiste à diviser le système réel en un ensemble de petits éléments de dimensions finies, dont les caractéristiques sont connues. L'utilisation de l'ordinateur permet de juxtaposer l'action de tous les éléments et de calculer les contraintes et les déformations en tout point du système.

En mécanique des sols, les calculs sont classiquement menés en admettant que le massif concerné est soit totalement en équilibre élastique, soit totalement en équilibre limite plastique.

Le calcul par éléments finis devrait permettre d'aborder l'étude du comportement réel du massif, en prenant en compte, en tout point, la loi effort-déformation du sol, notamment lors du passage de l'état élastique à l'état plastique.

C'est à partir de la théorie proposée par Duncan et Chang (1970) que la méthode des éléments finis s'est étendue au calcul d'ouvrages : stabilité de pentes, barrages en terre ou écluses. Les études plus récentes de Darve (1974) et Chambon (1975) ont ensuite permis de prendre en compte un comportement plus réel du sol, notamment au niveau de la dilatance. Le calcul se déroule de façon incrémentale. Les incréments de contrainte et de déformation qui surviennent au cours d'un chargement, sont calculés à l'aide d'une matrice de rigidité générale. Cette matrice est fonction de l'incrément et doit être recalculée à chaque étape, ce qui demande beaucoup de temps de calcul.

Par ailleurs, le comportement plastique du sol a fait l'objet de l'article de Rowe (1962) qui a abouti à des formules exprimant le comportement du sol. L'auteur s'intéresse au rapport des contraintes principales majeures et mineures. A l'aide d'une modélisation du contact entre sphères, il exprime l'énergie de déformation du milieu granulaire,

\* Cette recherche a été effectuée au laboratoire de mécanique des sols de l'Institut National de Sciences Appliquées (INSA) de Lyon. mais en conservant toujours, comme paramètre principal, le rapport des contraintes. C'est donc une approche particulière qui donne des résultats corrects dans le cas de l'essai triaxial de révolution.

Une autre approche du phénomène de plasticité a été effectuée par l'Ecole de Cambridge d'abord sur l'argile, puis sur le sable par Poorooshasb, Holubec et Sherbourne (1966 et 1967). Les auteurs expriment l'énergie de déformation du sol de façon globale, mais sans faire intervenir le frottement intergranulaire. Le calcul théorique d'un essai triaxial nécessite la réalisation d'une série d'essais triaxiaux, si bien que l'utilisation pratique de la loi de comportement est difficile.

L'étude de Frydman, Zeitlen, Alpan (1973) et Frydman (1974) est plus intéressante encore puisque les auteurs expriment l'énergie de déformation du sol en faisant intervenir le frottement intergranulaire. Ils aboutissent alors à une formule valable dans tous les cas de chargement, et qui utilise un seul paramètre.

Cette dernière formulation théorique est particulièrement adaptable aux besoins de calcul de l'ingénieur. Nous avons décidé de l'analyser dans l'optique d'une adaptation à un programme de calcul par éléments finis. Le but était de créer un modèle capable de représenter le comportement du sol de façon précise, mais également exigeant un minimum de données particulières à la théorie choisie, de façon à ce que l'ingénieur soit capable d'utiliser le programme informatique.

La théorie que nous développons est globale. Elle n'est plus incrémentale, et demande par conséquent moins de temps de calcul sur ordinateur, et donc moins de dépense qu'une autre. Nous calculons enfin une série d'essais triaxiaux de révolution dans un but de vérification.

# 1 La loi de comportement de Frydman et al.

Ces auteurs ont montré, à partir de l'analyse de nombreux essais triaxiaux réalisés sur des sols pulvérulents, qu'il apparaît trois phases différentes du comportement du sol au cours de la déformation en distorsion, c'est-à-dire avec une contrainte moyenne constante ou variant peu.

a) Dans le domaine des faibles sollicitations, le sol est assimilable à un solide élastique avec une précision suffisante. Les variations de volume sont faibles. b) A partir d'une valeur constante du frottement dans le plan octaédrique, il apparaît des déformations plastiques d'écrouissage ; des gonflements sont alors observés.

Frydman et al. ont montré que ce seuil de déformation plastique est donné par :

$$-\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} = tg \ \phi_{\mu}$$
(1)

avec

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

et  $\sigma_{oct} = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$ 

- σ1, σ2, σ3 sont les contraintes principales prises négatives en compression.
- $\tau_{oct}$  et  $\sigma_{oct}$  sont les composantes de la contrainte dans le plan octaédrique.

σ<sub>oct</sub> est aussi appelée : contrainte moyenne.

 $\phi_{\mu}$  est l'angle de frottement grain sur grain du matériau. Pour l'essai triaxial, nous avons :

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_{a} + 2\sigma_{r}}{3} \quad et \qquad \tau_{oct} = \frac{(\sigma_{r} - \sigma_{a})}{3}\sqrt{2}$$

σ<sub>a</sub> : contrainte axiale

σ, : contrainte radiale

σ varie au cours de l'essai triaxial et la théorie de Frydman est exacte pour  $\sigma_{oct}$  constant, mais nous allons voir que ceci ne perturbe pas de façon significative les calculs informatiques.

Frydman et al. supposent ensuite que l'énergie de déformation plastique est due uniquement à un frottement intergranulaire de valeur φ<sub>u</sub>, dans le plan octaédrique. On démontre que :

$$\begin{aligned} & \tau_{oct} \\ & \sigma_{oct} \end{aligned} = -tg \, \phi_{\mu} - \frac{d\epsilon_{oct}^{p}}{d\epsilon_{oct}^{'p}} (2) \\ & \text{avec } d\epsilon_{oct}^{'p} = \frac{1}{3} \sqrt{(d\epsilon_{1}^{p} - d\epsilon_{2}^{p})^{2} + (d\epsilon_{2}^{p} - d\epsilon_{3}^{p})^{2} + (d\epsilon_{3}^{p} - d\epsilon_{1}^{p})^{2}} \\ & d\epsilon_{oct}^{p} = \frac{1}{3} (d\epsilon_{1}^{p} + d\epsilon_{2}^{p} + d\epsilon_{3}) \end{aligned}$$

 $d\epsilon_1^p$ ,  $d\epsilon_2^p$ ,  $d\epsilon_3^p$  sont les incréments de déformation plastique principale.

Au cours de l'essai triaxial, on a :

$$d\epsilon_{oct}^{p} = \frac{d\epsilon_{a}^{p} + 2 d\epsilon_{r}^{p}}{3} \quad \text{et} \quad d\epsilon_{oct}'^{p} = \frac{(d\epsilon_{r}^{p} - d\epsilon_{a}^{p})}{3} \sqrt{2}$$

avec : de : incrément de déformation plastique axiale

et : de : incrément de déformation plastique radiale. c) Enfin, à l'état ultime défini par le critère Mohr-Coulomb, un palier d'écoulement plastique est observé.

#### Définition d'une loi de comportement plastique avec écrouissage à contrainte moyenne constante (Monnet, 1977)

Le traitement informatique de la formule de Frydman et al. n'est pas immédiat ! Aussi faut-il développer une théorie particulière de l'écrouissage du sol qui permette une utilisation simple par la méthode des éléments finis. Il n'est pas nécessaire de définir la matrice de rigidité générale par incrément de chargement, comme c'est le cas usuellement. La matrice de rigidité, dans notre théorie, est calculée une fois pour toutes au début du chargement. On calcule les déformations plastiques par un processus itératif (la méthode des contraintes initiales) qui converge rapidement vers la solution théorique. Ceci permet d'économiser de façon considérable le temps de calcul par ordinateur, et donc de rendre l'utilisation du programme plus intéressante.

#### 2.1 Présentation et hypothèses

Les quantités d $\epsilon_{oct}^{\ p}$  et d $\epsilon_{oct}^{\prime \ p}$  sont des invariants du tenseur de déformation plastique ;  $\sigma_{oct}$  et  $\tau_{oct}$  sont des invariants du tenseur des contraintes.

Dans la suite, nous considérerons ces quantités comme étant aussi des composantes particulières des vecteurs déformation plastique et contrainte. Ce seront alors des composantes vectorielles orientées dans l'espace (voir sur la figure 1).

On pose :

$$\frac{d\epsilon'^{p}}{d\epsilon} = tg \,\delta = \frac{1}{K}$$
(3)

La relation (2) de Frydman se met alors sous la forme :

$$f(\sigma, K) = \tau_{oct} + \sigma_{oct} (tg \phi_{II} + K) = 0$$
(4)

f est fonction de charge puisqu'elle s'annule lorsqu'il y a écoulement plastique. Cette fonction est négative dans le domaine élastique et positive quand on a déséquilibre du sol. D'autre part, la fonction indique un écrouissage puisque sa valeur varie suivant l'état de contrainte du sol, K étant le paramètre d'écrouissage.

Pour définir parfaitement la déformation plastique, nous admettons avec Nadai (1963), que la distorsion plastique dé' p est colinéaire à la contrainte de cisaillement

Fig. 1 Les composantes octaédriques des vecteurs contrainte et déformation plastique



: eupinbéstoo

$$q\epsilon_{b}^{oct} = q\gamma \, \epsilon^{oct}$$
 (2)

Les relations (3), (4) et (5) donnent finalement :

$$q \varepsilon_{b}^{oct} = -q y \tau_{oct}^{oct} \left( \frac{\alpha_{oct}}{\tau_{oct}} + t \beta \phi_{\mu} \right)$$
 (6)

octaédrique. Nous savons que le vecteur ds <sup>p</sup>est colinéaire à la trissec-trice, ds' p trice, ds' por est colinéaire au vecteur cisaillement

# 2.2 Changement de repère

sectrice  $\triangle$  (voir sur la figure 2). plan contenant l'axe 1 des directions principales et la trisvecteur unitaire t situé à l'intersection de ce plan et du du trièdre des directions principales, nous définissons un Dans le plan octaédrique perpendiculaire à la trissectrice

Dans ce même plan octaédrique, nous définissons le vec-

teur unitaire r perpendiculaire à t et déduit de celui-ci après une rotation positive de  $\frac{\pi}{2}$ 

contrainte. Le plan octaédrique contient la composante r<sub>oct</sub> du vecteur

L'angle  $\gamma$  que fait  $\tau_{oct}$  avec t peut se calculer en détermi-

: snoit d'abord  $\sigma_{h_{t}}$  et  $\sigma_{h_{t}}$  (voir figure 2). On a les relations :

$$\alpha^{\mu_{1}} = \frac{1}{\frac{3\sqrt{2}}{2}} (5 \alpha^{1} - \alpha^{3})$$

Fig. 2. Définition de la direction du vecteur cisaillement octaédrique par l'angle  $\gamma$ 

: DAVE

 $\frac{\tau_{oct}}{\tau_{oct}} + \tau_{g} \varphi_{\mu} + \frac{\tau_{oct}}{\tau} + \cdot$ 

 $|q\epsilon_p| = d\mu |V| = d\mu |a, b, c|^t$ 

$$\label{eq:constraint} \begin{split} |0\ _{oct}^{r}\ x\ ,\ y\ ,\ z)\ ^{r}=|d\epsilon^{p}_{oct}^{r}\ d\epsilon^{p}_{oct}\ ,\ x) \\ De\ (5)\ et\ (6),\ il\ view is right) \\ \hline \end{split}$$

définie par les coordonnées :

signe de 2  $\sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3$ .

 $ta \ \lambda = \frac{5 \ \alpha^1 - \alpha^5 - \alpha^3}{\sqrt{3} (\alpha^5 - \alpha^3)}$ 

 $\frac{\mu_{\Omega}}{\Delta} = \gamma \eta$ 

u<sup>µt</sup>

: tneiv li úo'd

: inenneiveb (qsb)

(8)

Dans le système des axes principaux, les coordonnées de

Dans le système local, la déformation plastique (ds<sup>p</sup>) est

 $\alpha = 45^{\circ}$ ,  $\beta$  tel que cos  $(\frac{2}{\lambda} + \beta) = \frac{1}{\sqrt{3}}$ , et  $\gamma$  défini par (7).

On effectue un changement de repère qui permet de pas-ser du système local 1"., 2"', 3" (voir sur la figure 3) au système des axes principaux, par trois rotations de valeur

puisque cos  $\gamma = \frac{\sigma_{ht}}{r_{oct}}$  et que  $r_{oct}$  est positif par définition. ( $\sigma_{ht}$ et  $r_{oct}$  sont ici pris comme scalaires) ; cos  $\gamma$  sera alors du

tion, nous remarguons que cos  $\gamma$  est du signe de  $\sigma_{\rm ht}$ -snimnstèbni ettes rever cette indétermina-

 $[O, (_{\mu}\phi \ \varphi t + \frac{\tau_{oot}}{\sigma_{ot}})_{roo} \tau \ Ab - , \tau_{oot} \tau \ Ab] =^{\tau} [z, \gamma, x]$ 



REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE NUMERO 7



Fig. 3 Définition du changement de repère par les trois angles :  $\alpha$ ,  $\beta$  et  $\gamma$ 

$$b = - \frac{\cos \alpha \, . \, \sin \beta \, . \, \cos \gamma + \sin \alpha \, . \, \sin \gamma}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \, tg \, \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

$$c = - \frac{\cos \alpha \, . \, \sin \beta \, . \, \cos \gamma - \sin \alpha \, . \, \sin \gamma}{\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} + \, tg \, \phi_{\mu}} + \frac{1}{\sqrt{3}}$$

et:

$$\tau_{oct}^{}( \ \frac{\tau_{oct}^{}}{\sigma_{oct}^{}} + tg \ \phi_{\mu})$$

dµ est un scalaire à déterminer.

-dl

# 2.3 Résolution

 $d\mu = -$ 

Nous effectuons une résolution classique de l'élastoplasticité où :

$$f(\sigma, K) = \tau_{oct} + \sigma_{oct} (tg \phi_{II} + K)$$

est la fonction de charge, et où :

$$|d\epsilon^p| = d\mu |V|$$

remplace l'hypothèse de la normalité par un potentiel non associé (cas du matériau « non standard »). Le matériau « standard » obéit au principe du travail plastique maxi-

mum  $|d\epsilon^p| = d\lambda \ |\frac{\partial f}{\partial \sigma}|$ . Cette relation est appelée aussi loi de normalité puisqu'elle impose que le vecteur incrément de déformation plastique  $d\epsilon^p$  soit perpendiculaire à la surface géométrique définie par la fonction f. Pour le matériau « non standard », et pour les sols en général, la loi de nor-

malité n'est pas applicable. On remplace alors la fonction

 $\{\frac{\partial f}{\partial\sigma}\}$  par  $\{\frac{\partial g}{\partial\sigma}\}.$  g est appelé : potentiel plastique non associé.

Nous calculons la valeur de la fonction f pour tous les points du modèle d'éléments finis. Quand la fonction de charge est positive, nous effectuons le rééquilibrage en calculant les variations de contraintes  $\{\delta\sigma\}$  telles que :

$$\{\delta\sigma\}^{t} = -d\lambda'' \{V\}^{T}[E]$$
(9)

avec:

$$d\lambda'' = \frac{f(\sigma_{\gamma}, K)}{|V|^{\tau} [E] \{\frac{\partial f}{\partial \sigma}\} - |V|^{\tau} \{\frac{\partial K}{\partial (d\epsilon^{p})}\} \frac{\partial f}{\partial K}}$$
(10)

[E] est la matrice de la loi de Hooke généralisée. Nous pouvons remarquer que la fonction de charge proposée correspond à un critère de Drucker :

$$\begin{split} f &= \alpha ~J_1 ~+~ J_2^{1/2} \\ \text{avec}: J_1 &= \sigma_1 + \sigma_2 = \sigma_3 = 3 ~\sigma_{oct} \end{split}$$

$$\begin{split} J_2 &= \frac{1}{6} \Big[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \Big] = \frac{3}{2} \tau_{oct}^2 \\ \alpha &= \frac{1}{\sqrt{6}} (tg \ \phi_{\mu} + K) \end{split}$$

et avec l'hypothèse du matériau « non standard ».

# 3 Etude du comportement du sol à l'état ultime

Bent et Hansen (1968) puis Radenkovic (1961) ont proposé un comportement « non standard » du sol à l'état ultime. Pour eux, le vecteur incrément de déformation plastique n'est pas perpendiculaire à la surface de charge, mais il est décalé. Nous avons cherché à définir quantitativement cet écart. Des essais triaxiaux drainés réalisés sur des sables (Darmar et Plessiet — 1964) et sur des billes de plomb (Newland et Allely — 1957) ont donc été analysés dans ce sens.

Pendant l'essai triaxial de révolution, les contraintes principales  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  sont identiques. Si l'on représente l'état de contrainte dans l'espace des axes principaux, les points représentatifs de l'état de charge sont situés dans le plan contenant l'axe 1 et la bissectrice des axes 2 et 3.

Nous avons représenté sur les figures 4, 5, 6 et 7 les points caractérisant la rupture de l'échantillon dans ce plan particulier. Nous constatons que tous les points sont alignés. Si nous essayons de faire passer une droite de régression par ces points et par l'origine, nous obtenons des coefficients de corrélation très proches de 1 (voir sur le tableau 8, les colonnes 3, 4 et 5).

Nous avons porté également sur ces graphes, les vecteurs incréments de déformation plastique à la rupture. Si le matériau était « standard », ces vecteurs devraient être perpendiculaires à la ligne de rupture représentée par la droite en trait plein sur les figures. Nous voyons que ce n'est pas le cas. Les matériaux testés (échantillon de billes de plomb pour Newland et Allely, et sable drainé pour Darmar et Plessiet) se comportent de façon « non standard ».

Partant de l'origine, on abaisse la perpendiculaire aux vecteurs incrément de déformation plastique. Nous obtenons une seconde série de points dont les coordonnées sont portées en colonnes 7 et 8 sur le tableau 8. En calculant la droite de régression passant par tous ces points et par l'origine, nous trouvons un coefficient de corrélation très proche de 1 (voir la colonne 9 sur le tableau 8). Ceci indique qu'à la rupture, le vecteur incrément de déformation plastique est perpendiculaire à une surface de charge particulière, représentée ici par les droites en trait interrompu. Cette surface de charge peut être considérée comme le passage d'une surface de charge de Mohr Coulomb dont l'angle  $\phi''$  (voir colonne 10 sur le tableau 8) est inférieur à la valeur  $\phi$  (voir la colonne 6 sur le tableau 8) du frottement du sol à la rupture, comme le propose Salençon (1974).

Dans la programmation, nous considérons qu'à l'état ultime, lorsque le critère de Mohr-Coulomb du matériau pulvérulent :

$$f(\sigma) = \sigma_{max} - \sigma_{min} + \sin \phi (\sigma_{max} + \sigma_{min})$$

devient positif ou nul, il se produit un écoulement plastique « non standard » défini par :

Les variations de contraintes sont calculées par :

$$|d\sigma|^t = - |d\epsilon^P|^t|E|$$

et nous appliquons la méthode des contraintes initiales.

Les calculs de 13 essais triaxiaux de révolution, que nous développons dans la suite de cet article, indiquent que l'on a la relation suivante :

$$\begin{split} \phi &- \phi^{\prime\prime} = \phi_{\mu} \mbox{(11) (voir les figures 22 et 23).} \\ \mbox{La connaissance de $\phi$ et $\phi_{\mu}$ permet donc de définir $\phi^{\prime\prime}$. ($\phi$ et $\ensuremath{\theta}$ et $\ensuremath{\phi}$ ($\phi$ et $\ensuremath{\phi}$ et $\ensuremath$$

 $\phi_{II}$  seront des données du programme de calcul).

1	2	3	4	5	e	5 7	8	9	10
Matériau	Essai numéro	Pression axiale (bar)	Pression radiale (bar)	Coefficient de corrélation	φ (degré)	Coordonnée axiale	Coordonnée radiale	Coefficient de corrélation	φ'' (degré)
Billes de plomb lubrifiées n = 39 %	13 14	13,22 6,34 0,0	5,52 2,76 0,0	0,9997	24,2	8,7 4,27 0,0	7,95 3,82 0,0	0,9999	2,6
Billes de plomb n = 43 %	46 52 53 44	22,84 10,21 4,89 1,65 0,0	5,52 2,76 1,38 0,52 0,0	0,9985	37,1	13,95 6,90 3,45 1,20 0,0	11,03 4,98 2,33 0,85 0,0	0,9989	7,2
Billes de plomb n = 39 %	19 25 4 40	26,77 12,42 5,11 2,18 0,0	5,52 2,76 1,38 0,52 0,0	0,9982	40;7	17,10 7,65 3,75 1,57 0,0	11,14 5,30 2,17 0,90 0,0	0,9993	12,0
Sable	1 2 3	12,54 8,76 4,38 0,0	2,94 1,96 0,98 0,0	0,9997	38,7	7,85 5,70 3,00 0,0	6,01 4,10 2,01 0,0	0,9989	8,3

Fig. 8 Tableau récapitulatif des résultats définissant la rupture et la direction du vecteur déformation plastique



Fig. 4 Les points caractérisant les contraintes et les vecteurs incrément de déformation plastique à la rupture pour les essais 13 et 14

Fig. 6 Les points caractérisant les contraintes et les vecteurs incrément de déformation plastique à la rupture pour les essais 19, 25, 4 et 40





Fig. 5 Les points caractérisant les contraintes et les vecteurs incrément de déformation plastique à la rupture pour les essais 46, 52, 53, 44

Fig. 7 Les points caractérisant les contraintes et les vecteurs incrément de déformation plastique à la rupture pour les essais 1, 2 et 3



# 4 Calcul de 13 essais triaxiaux de révolution

La théorie de l'écrouissage à contrainte moyenne constante et de la plasticité « non standard » étant élaborée, nous nous sommes proposés de comparer les résultats de calcul et ceux de l'expérimentation dans le cas d'essais triaxiaux. Nous avons calculé plusieurs séries d'essais de façon à ce que les quatre paramètres de la loi de comportement varient. Au cours de l'essai triaxial, la contrainte moyenne n'est pas constante, mais nous allons voir que la théorie peut être appliquée à cet essai sans donner des écarts significatifs par rapport à l'expérience.

# 4.1 Choix des paramètres

La loi de comportement peut être schématisée comme sur la figure 9.

Dans le domaine des faibles sollicitations, le sol se comporte élastiquement. La valeur du module de Young E est déduite de la pente initiale de la courbe déviateur en fonction de l'écrasement ; la valeur du coefficient de Poisson v, est déduite de la pente initiale de la courbe variation de volume en fonction de l'écrasement.

Pour l'écrouissage, le seul paramètre à définir est l'angle de frottement grain sur grain  $\phi_{\mu}.$  Cet angle est constant

#### pour un matériau donné.

Enfin, au moment de résistance maximum du sol, nous considérons qu'il se produit un écoulement plastique « non standard ». L'angle  $\phi$  de frottement ultime est défini par la droite de Mohr-Coulomb. L'angle  $\phi_{\mu}$  étant supposé connu, la relation (11) donne la valeur  $\phi^{\prime\prime}$  définissant le potentiel non associé.

# 4.2 Essais de Darmar et Plessiet

Les essais sont réalisés à l'appareil triaxial de révolution, sur un sable de densité 14,6 kN/m<sup>3</sup> environ. Les extrémités de l'éprouvette frottent sur l'embase et la tête de compression. L'échantillon est saturé et drainé, ce qui permet de mesurer les variations de volume. Les essais sont réalisés sous trois étreintes latérales : 98 kPa, 196 kPa et 294 kPa (Monnet, 1977).

La figure 10 représente le maillage utilisé (constitué d'éléments à trois nœuds) pour le calcul de l'essai triaxial. Seul 1/4 de l'échantillon a été représenté. Il est limité à gauche par l'axe de symétrie de révolution et à la partie inférieure, par un plan de symétrie. La partie supérieure du maillage correspond à la tête de compression qui est en duralumin. Nous avons pris comme caractéristiques pour ces éléments : E = 90 300 000 kPa et v = 0,33. Il n'y a pas d'éléments de continuité entre le sol et la tête de compression puisque l'essai a eu lieu sans lubrification entre ces parties.

Au premier pas de chargement, nous appliquons l'étreinte triaxiale choisie sur tout le bord droit du modèle et sur tout le bord supérieur.

Ensuite, nous chargeons uniquement la partie fléchée sur la figure 10. Cette zone correspond à l'emplacement du piston qui vient appuyer sur la tête de compression.

#### Résultats :

Comparaison des différentes grandeurs calculées et mesurées.

#### Courbes déviateur en fonction de l'écrasement

Nous avons comparé sur la figure 11 les résultats calculés (en noir) et expérimentaux (en clair) pour les trois valeurs de l'étreinte latérale. La coïncidence est bonne en tout point des courbes. Nous observons enfin que le dernier point calculé pour chaque étreinte correspond à la rupture de l'échantillon puisque la zone en équilibre limite de Mohr-Coulomb couvre toute la partie centrale (voir sur la figure 13 pour l'essai 1). Cette valeur calculée de la rupture correspond assez bien à la valeur expérimentale.



Fig. 9 Schéma de la loi de comportement utilisée dans le programme d'éléments finis



Fig. 10 Maillage de calcul de l'essai triaxial de révolution, pour les essais 1, 2 et 3

# Courbes variation de volume en fonction de l'écrasement

La figure 12 représente la comparaison des variations relatives de volume en fonction du raccourcissement de l'échantillon. La coïncidence est bonne, compte tenu de la grande échelle verticale utilisée. Les courbes calculées des essais 2 et 3 sont presque confondues.

### Etendue des zones plastiques au cours de l'essai

Il s'agit encore de l'essai 1 à 294 kPa porté sur la figure 13. Au déviateur 500 kPa tout le sol est en élasticité. A 600 kPa, brusquement apparaît au centre de l'échantillon une zone d'écrouissage qui remonte progressivement jusque sous la tête de compression. Une petite zone en équilibre de Mohr-Coulomb apparaît au pourtour de l'échantillon à 3,5 cm environ au-dessous de la tête de compression. Cette zone gagne rapidement du volume jusqu'à occuper tout le centre du cylindre de sol à la rupture obtenue pour un déviateur de 1 000 kPa.



Fig. 11 Courbe déviateur des contraintes-tassement, pour les essais 1, 2 et 3 sur un sable – Comparaison des résultats expérimentaux (en clair) et calculés (en noir) pour trois valeurs de l'étreinte latérale

Fig. 13 Etat de l'échantillon pour chaque valeur du déviateur calculé à l'essai 1 à 294 kPa



Fig. 12 Courbes variation de volume-tassement, pour les essais 1, 2 et 3 sur un sable – Comparaison des résultats expérimentaux (en clair) et calculés (en noir) pour trois valeurs de l'étreinte latérale

Fig. 14 Lignes d'égale contrainte verticale, pour une contrainte imposée de — 1200 kPa (déviateur 900 kPa), et pour l'essai 1 à 294 kPa





Courbes d'égale contrainte verticale pour le déviateur 900 kPa

La figure 14 représente les résultats de l'essai 1 à  $^{294}$  kPa. La contrainte verticale moyenne pour ce déviateur est de -1200 kPa.

Nous observons le long de l'axe de symétrie, tout d'abord une contrainte 20 % plus faible que la contrainte moyenne, puis en descendant une valeur 15 % plus forte. Si nous regardons ce qui se passe à la périphérie, nous observons sous la tête de compression une contrainte 45 % plus forte que la valeur moyenne, puis en redescendant une valeur 10 % plus faible.

Nous remarquons également qu'une section horizontale de l'échantillon à quel niveau que ce soit donne au total une charge verticale moyenne constante.

Les résultats sous la tête de compression sont analogues à ce qui se passe sous une fondation rigide : les contraintes sont maximum au bord et minimum au centre.

# 4.3 Essais de Newland et Allely

La méthode de calcul a été adaptée au programme ROSALIE (Guellec – 1976) du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ce qui a permis de calculer ces essais. Le rééquilibrage est limité à 20 itérations. Le maillage utilisé est présenté sur la figure 15. Il s'agit de quadrilatères à huit nœuds. Le modèle présente une symétrie axiale par rapport au bord gauche et un plan de symétrie par rapport au bord inférieur. Les éléments de continuité placés entre le piston et le matériau transmettent uniquement les déplacements verticaux. Les déplacements horizontaux sont libres. Le matériau testé est un échantillon de billes de plomb.

# Fig. 15 Maillage de calcul des essais triaxiaux de révolution réalisés sur les billes de plomb



#### Essai du matériau à la porosité de 39 %

Les calculs effectués pour les quatre étreintes latérales sont portés en noir, et les résultats expérimentaux en clair. On voit sur la figure 16, le déviateur en fonction de l'écrasement. Les derniers points calculés correspondent tous à la rupture de la totalité de l'échantillon. Le passage de l'écrouissage à la rupture s'effectue toujours brusquement pour tout le cylindre de matériau. En effet, les contraintes calculées sont égales en tout point à l'échantillon. Ceci montre bien l'importance que joue la lubrification des extrémités du cylindre de sol. Nous observons que pour les étreintes latérales testées (52 kPa, 138 kPa, 276 kPa et 552 kPa), la coïncidence est bonne entre l'expérience et le calcul par éléments finis. Seul l'essai 4 diverge un peu, mais ceci est dû à l'expérience puisque l'échantillon acédé plus tôt que ce que prévoit le critère de Mohr-Coulomb.

Nous voyons sur la figure 17, la variation de volume en fonction de l'écrasement. La coïncidence est très bonne entre les courbes.

# Essai du matériau lubrifié à la porosité de 39 %

L'angle  $\phi_{\mu}$  est plus faible que pour les essais précédents. Pour les deux étreintes latérales testées (552 kPa et 276 kPa) nous voyons sur les figures 18 et 19 que les résultats coïncident très bien avec l'expérience.

## Essai du matériau à la porosité de 43 %

L'angle  $\phi_{\mu}$  est le même que pour les premiers essais. Nous voyons que pour les quatre étreintes latérales (552 kPa, 276 kPa, 138 kPa et 52 kPa), la coïncidence est très bonne entre les deux séries de courbes (figures 20 et 21).







Fig. 17 Courbes variation de volume-tassement pour les essais 19, 25, 4 et 40 sur des billes de plomb. Comparaison des résultats calculés (en noir) et des résultats expérimentaux (en clair)

Fig. 20 Courbes déviateur des contraintes-tassement, pour les essais 46, 52, 53 et 44 sur des billes de plomb. Comparaison des résultats calculés (en noir) et des résultats expérimentaux (en clair)





Fig. 18 Courbes déviateur des contraintes-tassement, pour les essais 13 et 14 sur des billes de plomb. Comparaison des résultats calculés (en noir) et des résultats expérimentaux (en clair)



Fig. 19 Courbes variation de volume-tassement, pour les essais 13 et 14 sur des billes de plomb. Comparaison des résultats calculés (en noir) et des résultats expérimentaux (en clair)

Fig. 21 Courbes variation de volume-tassement, pour les essais 46, 52, 53 et 44 sur des billes de plomb. Comparaison des résultats calculés (en noir) et des résultats expérimentaux (en clair)



Matériau 1	Essai 2	Etreinte Latérale MPa 3	Poids Volumique kN/m <sup>3</sup> 4	Paramèti E MPa 5	res de la loi ບ 6	de compoi φ degré 7	tement <sup>φ</sup> μ degré 8	φ'' degré 9	φ-φ'' degré 10
Billes de plomb n = 39 %	19 25 4 40	0,552 0,276 0,138 0,052	62,2 62,2 62,2 62,2	60 34 34 20	0,31 0,41 0,48 0,49	40,7 40,7 40,7 40,7 40,7	29,5 29,5 29,5 29,5 29,5	12,0 12,0 12,0 12,0 12,0	28,7 28,7 28,7 28,7 28,7
Billes de plomb lubrifiées n = 39 %	13 14	0,552 0,276	62,2 62,2	31 18	0,37 0,44	24,1 24,1	20,5 20,5	2,6 2,6	21,5 21,5
Billes de plomb n = 43 %	46 52 53 44	0,552 0,276 0,138 0,052	58,2 58,2 58,2 58,2 58,2	40 25 17 12	0,27 0,37 0,41 0,49	37,1 37,1 37,1 37,1 37,1	29,5 29,5 29,5 29,5 29,5	7,2 7,2 7,2 7,2 7,2	29,9 29,9 29,9 29,9 29,9
Sable	1 2 3	0,294 0,196 0,098	14,7 14,7 14,7	36 32 14	0,37 0,37 0,41	39,0 39,0 39,0	28,0 28,0 28,0	8,3 8,3 8,3	30,7 30,7 30,7

Fig. 22 Tableau des paramètres de la loi de comportement

# 4.4 Valeur des paramètres utilisés

Le tableau 22 regroupe, dans les colonnes 5, 6, 7 et 8, l'ensemble des paramètres utilisés pour les calculs par ordinateur. Nous remarquons en particulier la coïncidence qui existe entre les valeurs  $\phi_{\mu}$  introduites dans le programme et la différence  $\phi - \phi''$  de la colonne 10 ( $\phi$  frottement ultime du matériau, et  $\phi''$  angle du critère d'écoulement non associé). Nous avons étudié sur la figure 23 la relation qui existe entre ces angles. Nous voyons que la droite tiretée, qui suppose l'égalité des valeurs, passe au milieu des points. Nous considérons donc que l'égalité (11) est vérifiée. Ceci permet d'éliminer le paramètres restant sont donc E module de Young, v coefficient de Poisson,  $\phi$  frottement ultime,  $\phi_{\mu}$  frottement grain sur grain.

- E exprime la « raideur » du sol
- υ détermine la contraction volumique du sol quand on le charge
- φ est l'angle de frottement de la rupture
- $\phi_{\mu}$  définit le seuil d'écrouissage

Newland et al. ont mesuré le frottement intergranulaire de leur échantillon de billes de plomb. Ils ont aussi mesuré l'angle de frottement correspondant au palier de contrainte obtenue une fois que l'on a dépassé le pic du déviateur caractérisant la rupture (ils l'ont appelé  $\varphi_f$ ).Dans le cas de l'échantillon normal  $\varphi_f$  et  $\varphi_\mu$  mesuré sont égaux à 30° et pratiquement identique au  $\varphi_\mu$  du calcul (29° 5). Dans le cas de l'échantillon lubrifié  $\varphi_f$  (22°) est proche de  $\varphi_\mu$  du calcul (20° 5) mais par contre  $\varphi_\mu$  mesuré est très faible (8° 5).

D'une façon générale, on peut dire que les calculs permettent de retrouver les expériences triaxiales. Fig. 23 Comparaison entre la valeur du frottement grain sur grain et la valeur du décalage angulaire du vecteur déformation plastique à la rupture



# 5 Conclusion

Les applications de la méthode des éléments finis aux calculs de mécanique des sols nécessitent la connaissance d'une loi de comportement du milieu étudié.

Nous avons donc mis au point une méthode de calcul prenant en compte l'écrouissage et la plasticité non standard du sol. Cette loi de comportement, issue des travaux de Frydman et al (1973) présente par rapport aux lois actuellement utilisées les avantages suivants :

- elle a une formation théorique exacte

— elle nécessite de définir le milieu pulvérulent par quatre paramètres seulement (E, v,  $\varphi$  et  $\varphi_{\mu}$ ), dont la définition est simple

- elle prend en compte la dilatance du sol

 — elle est globale et nécessite par conséquent moins de temps de calcul sur ordinateur qu'une méthode incrémentale.

L'application de cette loi par la méthode des éléments finis au cas de l'essai triaxial fait apparaître une très bonne concordance entre les résultats calculés et les résultats expérimentaux. Cette constatation permet de conclure à la validité de la loi proposée.

La méthode de calcul du comportement du sol apparaît comme un moyen de calcul simple et sûr, mais elle limitée pour l'instant aux sols pulvérulents denses. Elle devrait permettre de proposer prochainement des solutions théoriques exactes à des problèmes de Génie Civil (soutènenients, fondations, pentes, essai pressiométrique).

: tnamaioramaA

Nous tenons à remercier M. Guellec pour les remarques très intéressantes qu'il nous a fournies pour la rédaction de cet article et pour l'utilisation du programme ROSALIE (Guellec - 1978).

# Références Bibliographiques

[1] BARDEN et KHAYATT - Incremental strain rate ratios an strengh of sand in the triaxial test. Geotechnique -Décembre 1966 - pp. 338-357

[2] BENT HANSEN – Line ruptures regarded as narrow rupture zone C.R. Conf. sur les problèmes de poussée des terres. Bruxelles 1958 – Vol. 1 – pp. 39-49.

[3] BISHOP - The strengh of soils as engineering material.
 Geotechnique - June 72 - pp. 91-128

[4] CHAMBON – Applications de la M.E.F. et d'une loi rhélos seb eupinsoém eb suo calculs de mécanique des sols.

Thèse Doct. Ingénieur - Grenoble 1975 [5] DARMAR et PLESSIET - Etude de l'essai triaxial. Rapport interne à I'I.N.S.N. de LYON - 1964.

 [6] DARVE - Contribution à la détermination de la loi rhéologique incrémentale des sols. Thèse Doct. Ingénieur -Grenoble 1974.

[7] DRUCKER, GIBSON, HENKEL - Soil mechanics and work hardening theories of plasticity. Proc. Am. Soc. civ. eng. 1955 - 81 separate pp. 798.14.

 [8] DRUCKER, PRAGER - Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Q. Appl. Math. - Vol. 2 (52), pp. 157-165
 [9] DRUCKER, PRAGER, FREENBERG - Extended limit

[9] DRUCKER, PRAGER, FREENBERG – Extended limit theorems for continuous media. Q. Appl. Math. - Vol. 9, pp. 381-389.

[10] DUNCAN, CHANG - Non linear analysis of stress and strain in soils. ASCE Soil mech. - Sept. 70, pp. 1629-1653.

culate media. Can. Geot. J. - 1976, num. 13, pp. 317-323. [12] FRYDMAN - Yielding of sans in plane strain. ASCE

Soil mech. - May 74, pp. 491-501. [13] FRYDMAN, ZEITLEN, ALPAN - The yielding behaviour of particulate media. Can. Geot. J. 10 - 1973, pp. 341-

362.

[14] GUELLEC, Correspondance privée - 1978. [15] GUELLEC - ROSALIE: Système de calcul des massifs et des structures - Section des modèles numériques et des tructures - Section des Ponts et Chaussées.

or des situctures - Section des modelles fundendes 1976.

[16] ISMAEL, KIRKPATRICK – Generalised plastic potentiel function for sands. First Baltic Conf. - GDANSK 1975 -Vol. 2, pp. 249-257.

[17] KIRKPATRICK - The condition of failure for sands. 4 int. conf. soil mech. - 1957, pp. 172-178.

[18] LADE, DUNCAN – Elastoplastic stress - strain theory for cohesionless soil. ASCE Soil mech. - Oct. 75, pp. 1037-

1063. [19] MONNET – Détermination d'une loi d'écrouissage des sols et utilisation par la méthode des éléments finis. Thèse Doct. Ingénieur - INSA de LYON - 1977.

[20] NADAI - Theory of flow and fracture of solid. Vol. 2 -Mac Graw Hill - 1963, pp. 46-47

[21] NAGARAJ, SOMASHEKAR - The failure criteria for soils. Can Geot. J. - Vol. 2 - 74, pp. 628-632.

[22] NEWLAND et ALLELY – Volumes changes in drained triaxial tests on granular materials. Géotechnique - 1567 -167-34.

[23] POOROOSHASB, HOLUBEC, SHERBOURNE -Yielding and flow of sand in triaxial compression part 1. Can. Geot. J. 1966 - Vol. 3, N. 4, pp. 179-190

[24] POOROOSHASB, HOLUBEC, SHERBOURNE - Yielding and flow of sand in triaxial compression part 2 and 3. Can. Geot. J. Nov. 67 - pp. 376-397.

[25] RADENKOVIC – Théorèmes limites pour un matériau de Coulomb à dilatation non standardisée. C.R. Ac Sc. Paris 1961, 252, pp. 4103-4104.

[26] ROWE - The stress dilatancy relation for static equilibrium. Proc. Roy. Soc. - 1962 - 269 pp. 500-527.

[27] SALENCON – Théorie de la plasticité pour les applica-

tions à la mécanique des sols. Editions Eyrolles - 1974. [28] SCHOFIELD, WROTH - Critical state soil mechanics. Mac Graw Hill - 1958.

[29] ZIENKIEWICZ - La méthode des éléments finis. Editions Edisciences - 1973.

# choix de la profondeur de reconnaissance pour les fondations superficielles

par

D. Cordary, J.-P. Giroud<sup>(\*)</sup>, J.-P. Obin Institut de Mécanique

Université de Grenoble

# Liste des notations

В	: largeur d'une fondation	Oz	: coefficient sans dimension permettant le calcul des contraintes sous une fondation rectangulaire uniformément chargée reposant sur un sol'semi-infini.			
B <sub>o</sub>	: largeur de référence servant à estimer les effets du tassement différentiel (distance entre semelles, côté du radier)					
C	cohésion du sol	P <sub>lim</sub>	: pression portante du sol			
C*	cohésion de la couche inférieure dans le	p <sub>lim1</sub>	:pression portante d'un sol homogène de caractéristiques c et φ			
D	: profondeur de la base de la fondation	P <sub>lim2</sub>	pression portante d'un sol bicouche don la première couche a pour caractéris			
Eoed	: module oedométrique		tiques c et φ			
E1 (Eoed)	: module d'Young (Module oedométrique) de la couche de sol situé sous la fondation	p <sub>lim</sub> *	: pression portante d'un sol homogène de caractéristiques c* et φ*			
E2 (Eoed2)	: module d'Young (module oedométrique)	Padm	: pression admissible du sol			
	de la couche de sol très compressible située sous la couche de module E <sub>1</sub>	P <sub>adm1</sub>	: pression admissible d'un sol homogène de caractéristiques c et q			
F	: coefficient de sécurité	p <sub>adm2</sub>	: pression admissible d'un sol bicouche : (la			
Н	: épaisseur de la couche de sol située sous la fondation	duniz	première couche a pour caractéristiques et $\phi$ , la seconde c* = 0, $\phi^*$ = 0)			
$H_1$	: hauteur de la zone concernée par la rup- ture, sous la fondation, dans le cas d'un	р	pression moyenne à la base de la fondation			
H <sub>2</sub>	sol homogène : épaisseur de la couche de sol très com- pressible située sous la couche qui est en	q	surcharge du sol de fondation obtenue en déduisant de p la pression des terres enlevées			
	contact avec la fondation	W	: tassement de la surface du sol			
H <sub>r</sub>	: profondeur des sondages de reconnais- sances, comptée à partir de la base de la fondation	∆w	: accroissement du tassement que provo- querait l'existence d'une couche de sol très compressible			
L	: longueur d'une fondation	$\triangle$ w <sub>2</sub>	contribution apportée au tassement de la			
m	:rapport entre l'augmentation de con- trainte effective ∆o'zz due au chargement	÷.	surface par une couche de sol très compressible			
	de la fondation et la contrainte effective due au poids des terres σ' <sub>zzo</sub>	$\bigtriangleup W_1$	: contribution apportée au tassement de surface par une couche de même épai			
N <sub>c</sub>	: coefficient de force portante de la formule de Terzaghi		seur que la couche définie à propos de △ w <sub>2</sub> mais de mêmes propriétés que le sol environnant			
		$\triangle$ w <sub>adm</sub>	: accroissement admissible du tassement			

admissible du tassement que provoguerait l'existence d'une couche de sol très compressible

(\*) Actuellement : Woodward Clyde Consultants - Chicago - Etats-Unis

57

z	: profondeur, d'un point du sol, comptée à partir de la base de la fondation
γ	: poids volumique du sol situé sous la fondation
γ	: poids volumique déjaugé du sol situé sous la fondation
γ'	: poids volumique du sol situé entre la sur- face et le niveau de la base de la fondation
φ	: angle de frottement du sol
φ*	angle de frottement de la couche infé- rieure dans le cas d'un sol bicouche
V	: coefficient de Poisson du sol
Ψ	: coefficient sans dimension permettant de déterminer la profondeur des sondages de reconnaissance pour le critère en tassement
σ <sub>n</sub>	: composante normale de la contrainte
σ <sub>z</sub>	composante verticale de la contrainte agissant sur une facette horizontale
σ <sup>′</sup> zo	composante verticale de la contrainte effective due au poids des terres agissant sur une facette horizontale
∆σ' <sub>z</sub>	: augmentation de la composante verticale de la contrainte effective, due au charge- ment de la fondation, agissant sur une facette horizontale

: composante tangentielle de la contrainte

L'établissement d'un programme de reconnaissance, pour étudier un sol de fondation, est un problème à la fois technique et économique. Il n'est pas question, bien sûr, de reconnaître la totalité du sol. Il faut donc procéder par sondages, ce qui introduit une double incertitude :

. incertitude sur le sol situé entre les sondages ;

, incertitude sur le sol situé à une profondeur plus grande que celle atteinte par les sondages.

Ces deux incertitudes sont de natures différentes :

. la première incertitude est liée à une interpolation entre les différents sondages; dans de nombreux cas il est possible de faire cette interpolation sans grand risque d'erreur et, si l'on estime qu'il y a un risque, il est aisé de décider, sur le chantier, de faire un sondage supplémentaire; tout ceci est de la pratique courante et il est inutile d'en parler plus longuement ici;

 la seconde incertitude est liée à une extrapolation et, de ce fait, elle est beaucoup plus grande que la première : toute extrapolation implique un risque qu'il s'agit de minimiser ; l'objet de cette étude est de proposer quelques règles dans ce but.

Bien entendu, il est inutile de disposer d'une règle pour choisir la profondeur des sondages lorsque le but de la reconnaissance est simplement de vérifier un détail géologique dont l'existence est prévisible. C'est le cas, par exemple, si l'on a une couche compressible (argile, silt...) reposant sur un substratum relativement indéformable (rocher, graviers compacts, marnes dures...). Il suffit alors de pousser la reconnaissance jusqu'au substratum et d'y pénétrer de quelques mètres. Mais le problème est plus ardu lorsqu'il s'agit de reconnaître un terrain a priori inconnu, ou encore un terrain dont on sait qu'il est très erratique. Il faut alors disposer d'un critère de choix. Pour cela, nous plaçant dans le cas des fondations superficielles, nous analysons différents risques d'instabilité (Première Partie) et de tassement (Deuxième Partie). Cette analyse nous conduit à proposer des critères de choix de profondeur de reconnaissance en fonction des caractéristiques du bâtiment (géométrie et charge) et de celles du sol qui apparaît au voisinage de la surface et qui est susceptible de servir d'assise à des fondations superficielles (radiers, semelles).

A la fin de cette étude, nous présentons des exemples d'applications et des recommandations à l'intention des praticiens.

# 1 Critère se rapportant au risque d'instabilité

Notre but, dans cette première partie, est de déterminer la profondeur de sol à reconnaître pour faire le calcul de pression portante avec le maximum de sécurité. Il est donc logique de s'appuyer sur des résultats concernant la pression portante et la profondeur de sol intervenant dans sa détermination.

**1.1** Rappels de résultats concernant la pression portante des fondations et la profondeur de la zone de sol intervenant dans son calcul.

La théorie de la plasticité fournit un moyen de déterminer la pression portante d'un sol sous une fondation donnée, moyennant les hypothèses suivantes :

, la loi de comportement du sol est du type rigideparfaitement plastique ;

. le critère de rupture est celui de Coulomb ( $\tau$  = c +  $\sigma_n tg\phi$ , lorsque  $\phi \neq 0$ ) ou celui de Tresca ( $\tau$  = C, lorsque  $\phi$  = 0);

. l'état de déformation est plan.

Commençons par le cas d'un sol homogène. Il est bien connu, grâce à de nombreuses expériences et à des observations sur le terrain, que la rupture du sol se produit dans une zone limitée par une surface que nous appellerons « surface de rupture (Fig. 1). La profondeur (mesurée à partir de la base de la fondation) atteinte par cette surface de rupture dépend de nombreux paramètres (angle de frottement,  $\varphi$ , cohésion, c, et poids volumique, du sol ; largeur, B, de la fondation et profondeur, D, de sa base) mais on peut en simplifier le calcul en supposant = 0. On obtient alors une majorante de cette profondeur que nous appelons H<sub>1</sub> et qui ne dépend que de  $\varphi$  (Tableau 1).

φ	$\frac{H_1}{B}$
0	0.71
5	0.79
10	0.89
15	1.01
20	1.16
25	1.35
30	1.59
35	1.90
40	2.35
45	3.00
50	4.03

Tableau 1 Hauteur de la zone concernée par la rupture dans le cas d'un sol homogène d'angle de frottement  $\varphi$ . ( $H_1$  et B sont définis sur la figure 1)



Fig. 1 Schéma de la rupture du sol sous une fondation superficielle ( cas du sol homogène)

Ainsi dans le cas du sol homogène, nous connaissons la profondeur de sol intervenant dans le calcul de la pression portante. Ce cas est intéressant à titre de référence mais il n'est évidemment pas le plus défavorable. De nombreux travaux [1, 2, 3, 4, 5, 6] ont montré, en effet, qu'il y a des cas de sols composés de deux couches pour lesquels la pression portante est plus faible et la profondeur de sol intéressée plus grande que dans le cas du sol homogène.

Pour cela nous allons considérer trois cas de sol bicouche présentant les caractéristiques communes suivantes :

la couche supérieure a pour caractéristiques c et  $\boldsymbol{\phi}$  ;

. l'interface se situe à la profondeur H au-dessous de la base de la fondation ;

. la couche inférieure a une épaisseur infinie.

Dans chacun de ces trois cas nous comparerons  $\textbf{p}_{lim2} \quad \text{et} \quad \textbf{p}_{lim1}$  :

. p<sub>lim2</sub> étant la pression portante du sol bicouche considéré ;

. p<sub>lim1</sub> étant la pression portante du sol homogène de caractéristiques c et ø.

Premier cas de sol bicouche : la couche inférieure peut être considérée comme rigide (relativement à la couche supérieure), avec un interface de la meilleure qualité possible (la contrainte tangentielle,  $\tau$ , n'est limitée que par la loi de Coulomb,  $\tau \leqslant c + \sigma_n tg \phi$ ) (Fig. 2a). Deux situations peuvent se présenter (Fig. 2b) :

si H est plus grand que H<sub>1</sub> (Tableau 1), la couche rigide profonde n'a aucune influence sur la rupture ( $p_{iim2} = p_{iim1}$ ) et la surface de rupture se situe entièrement dans la couche supérieure ;

. si H est plus petit que H<sub>1</sub>, la présence de la couche rigide joue un rôle favorable ( $p_{lim2} > p_{lim1}$ ) et la surface de rupture est tangente à l'interface [7, 8, 9].

Ce premier cas de sol n'est donc pas défavorable par rapport au cas du sol homogène. Cependant nous allons voir que l'on peut le rendre défavorable par une simple modification de l'interface.

**Deuxième cas de sol bicouche :** cas identique au précédent, à ceci près que l'interface présente le *risque maximal de glissement*, la contrainte tangentielle y étant nulle ( $\tau = 0$ ). Dans la pratique cela peut être dû, par exemple, à la présence, à l'interface, d'une mince couche d'argile saturée de cohésion négligeable (Fig. 3a). Trois situations peuvent alors se présenter :

. si H est supérieure à une certaine borne (courbe 1 de la figure 3b) la couche inférieure n'a aucune influence ( $p_{lim2} = p_{lim1}$ );



Fig. 2 (a) Sol homogène reposant sur un substratum rigide. Contact à l'interface :  $\tau$  limité par la loi de Coulomb ( $\tau \leq c + \sigma_n \operatorname{tg} \varphi$ )

(b) Comparaison entre la pression portante  $p_{lim2}$  du cas ci-dessus et la pression portante  $p_{lim1}$  dans le cas du sol homogène infini (Nota : pour  $H_1$ , voir la figure 1 et le tableau 1)

. si H est inférieure à la borne représentée par la courbe (2) de la figure 3b, la présence de la couche inférieure rigide (alors située très près de la fondation) améliore la force portante par rapport au cas du sol homogène (p<sub>lim2</sub> > p<sub>lim1</sub>);

. si H est compris entre ces deux bornes, la mauvaise adhérence à l'interface cause une diminution de la pression portante (p\_{lim2} < p\_{lim1}).

En comparant la courbe (1) de la figure 3b aux valeurs du Tableau 1 on constate que, dans le cas représenté par la figure 3a, la profondeur de sol intéressée risque d'être supérieure à celle relative au cas du sol homogène. (Nota : les courbes de la figure 3b ne dépendent que de l'angle de frottement,  $\varphi$ , parce que *le calcul a été fait par superposition des états d'équilibre limite* [8, 9] ; en fait, ces courbes, relatives au terme N<sub>C</sub> de la formule de pression portante, donnent une majorante de H).





q

et boigs volumidue % reposant sur un sol de cone-Pig. 4 (a) Sol de conésion c, angle de frottement q

anágomon los ub atnetroq noissard el ta sussab-io los ub

(d) Comparation on the last pression portante and compared and compare ° o inemetro i eb algae te "o nois

iuijui

portante, p<sub>lim2</sub>, du sol bicouche soit plus faible que la pression portante, p<sub>lim1</sub>, du sol homogène de référence. ver la couche de mauvaise qualité pour que la pression valeur maximale de la profondeur H à laquelle doit se troupossibles, c'est-à-dire c\* = 0 et  $\phi^*=$  0. On obtient ainsi la sécurité, en donnant à c\* et p\* les valeurs les plus faibles 12, 13] montrent que p<sub>lims</sub> dépend de paramètres géo-métriques (H, B) et des propriétés du sol ( $\gamma$ , c,  $\varphi$ ,  $c^*$ ,  $\phi^*$ ). On simplifie les calculs, et on se place dans le sens de la Les études expérimentales [2, 4] et théoriques [10, 11,

est dû à la mauvaise qualité de l'interface et, dans le cas 3, le cas de référence du sol homogène. Dans le cas 2, cela suep anb apues6 snld aassasatui los ap ruabnotord aun ta comportent un risque d'avoir une force portante plus faible En conclusion, les deux derniers sols bicouches étudiés





(d) Comparaison entre la pression portante plim2 du cas Fig. 3 (a) Sol homogène, reposant sur un substratum rigide. Contact à l'interface : T = 0

iniîni enégomod los ub ses el sues l'unil d'esterior portente plimit des le cas

peuvent se présenter (Fig. 4b) : (c, q) de la couche supérieure (Fig. 4a). Deux situations selles aup seldist suld tros erueiretri educes due celles Troisième cas de sol bicouche : les propriétés mécaniques

d'influence ( $p_{lim2} = p_{lim1}$ ; ( dépend de la cohésion), la couche inférieure n'a pas iup) entre dertaine dertaine borne (qui

(\*q 19 \*2 seupit culée comme si le sol était homogène de caractérisalors entre p<sub>lim</sub> (calculée comme si le sol était homogène de caractéristiques c et φ) et p<sub>lim</sub>. (calpression portante, p<sub>lim2</sub>, de ce sol bicouche se situe couche inférieure modifie le schéma de rupture et la si H est inférieure à cette borne, la présence de la

à la mauvaise qualité de la couche inférieure. Les calculs concernant ces deux cas ont été faits de façons fort différentes (\*), cependant on constate, en comparant la courbe (1) de la figure 3b et les courbes de la figure 4b, que les ordres de grandeur sont les mêmes. Mais le cas 3 (Fig. 4b) a l'avantage de faire intervenir la cohésion : c'est donc celui-là seul que nous retiendrons dans la suite pour établir le critère.

# Estimation de la profondeur de reconnaissance d'après la sécurité vis-à-vis de la pression portante.

D'après l'étude du paragraphe 1-1 on peut dire que la profondeur de sol à reconnaître pour un projet de fondation dépend de l'existence éventuelle d'une couche sousjacente de mauvaise qualité. Mais le sol n'est pas seul en cause et **la charge exercée par la fondation** est également un **paramètre essentiel** du choix de la profondeur de reconnaissance. Soit p la pression moyenne prévue à la base de la fondation. La profondeur de reconnaissance doit être suffisante pour s'assurer que la pression admissible, p<sub>adm</sub>, sur le sol est au moins égale à p. Donc la reconnaissance minimale (celle que l'on cherche à définir) est telle que :

(1) 
$$p_{adm} = p$$

L'ingénieur qui doit décider de la profondeur de reconnaissances à effectuer pour un projet de fondations ne connaît, a priori, que le sol qui apparaît en surface et pour lequel il peut estimer les valeurs de c et  $\phi$ . Il peut alors calculer la pression portante,  $p_{lim1}$ , qu'aurait le sol s'il était homogène de caractéristiques c et  $\phi$ . De cette pression portante, il déduit la pression admissible,  $p_{adm1}$ , par la formule classique :

(2) 
$$p_{adm1} - \gamma \circ D = \frac{p_{lim1} - \gamma_{,o} D}{F}$$

avec :

D : profondeur de la base de la fondation ;

 $\gamma$   $\circ$  : poids volumique du sol dans la couche d'épaisseur D située entre la surface du sol et le niveau de la base de la fondation ;

F: coefficient de sécurité, généralement pris égal à 3.

Partant de là, trois cas peuvent se présenter :

. si la pression admissible ainsi calculée est inférieure à la pression requise, (p<sub>adm1</sub> < p) il est impossible d'envisager de faire une fondation superficielle et il faut conduire la reconnaissance en vue de fondations profondes, ce qui sort du cadre de cette étude ;

. si la pression admissible ainsi calculée est juste égale à la pression requise (p<sub>adm1</sub>. = p), la condition exprimée par la relation (1) est vérifiée et il faut faire la reconnaissance jusqu'à la profondeur indiquée par la figure 4b pour s'assurer qu'il n'y a pas de sol de mauvaise qualité à une profondeur où il pourrait diminuer la pression portante, donc la pression admissible ;

, si la pression admissible ainsi calculée est supérieure à la pression requise ( $p_{adm1} > p$ ), on peut tolérer qu'une couche de sol de mauvaise qualité diminue la pression portante donc la pression admissible.

(\*) Dans le cas 2, la théorie de la plasticité a été utilisée globalement dans la couche supérieure alors que, dans le cas 3, la loi de plasticité de Coulomb ou Tresca est écrite le long de la surface de rupture, supposép formée d'arcs circulaires, d'arc de spirale ou de plans. Nous avons montré que, dans le cas d'un milieu homogène, ces deux méthodes sont proches aussi bien en ce qui concerne la pression portante que la profondeur de sol intéressée [13, § 2-7 et 2-8]. La cohésion c intervient dans les résultats relatifs au cas 3 (Fig. 4b) car, contrairement au cas 2, nous n'avons pas procédé par superposition. Ce dernier cas étant le plus général, examinons-le en détail. La condition qui régit le choix de la profondeur de reconnaissance s'écrit alors :

$$(3) \qquad p = p_{adm2} < p_{adm1}$$

Autrement dit la profondeur de reconnaissance doit être égale à l'épaisseur de la couche de sol de caractéristiques c et  $\varphi$ , reposant sur un sol de caractéristiques c = 0 et  $\varphi = 0$ , l'ensemble ayant une pression admissible égale à p. Les valeurs numériques de cette profondeur de reconnaissance, H<sub>r</sub>, sont données dans les figures 5 à 11, en fonction des propriétés du sol et de la géométrie de la fondation. Ces résultats ont été établis à partir de nos travaux sur la pression portante des sols bicouches [7, 13]. Quelques commentaires à propos de ces résultats :

. le coefficient de sécurité F a été pris égal à trois ;

. la pression requise sous la fondation, p, intervient en fait sous la forme p -  $\gamma_{o}$  D car, comme dans la formule (2), on est certain que, quelle que soit la qualité du sol sous la fondation, la pression admissible vaudra au moins  $\gamma_{o}$  D;

 la courbe en tirets qui, sur les figures 5 à 8, limite les courbes en traits pleins correspond au cas où la pression requise est juste égale à celle que peut fournir le sol superficiel (ces courbes en tirets sont donc identiques aux courbes de la figure 4b);

, on constate que meilleur est le sol superficiel (plus c et  $\phi$  sont grands), moins la reconnaissance devra être profonde car plus on pourra tolérer la présence d'une couche de mauvaise qualité.

Enfin, deux cas particuliers sont à signaler :

. lorsque le sol superficiel est sans frottement ( $\phi=0$ ) la pression portante ne dépend pas de  $c/\gamma B$  [7 § 7-5, 12, 13 § 2-5] et il est plus commode de présenter les variations de  $H_r$  en fonction de (p $-\gamma_o$ D)/c (Figure 9); on voit que la courbe est presque une droite d'équation :

$$\frac{H_r}{B} = 1.25 \quad \frac{(P - \gamma_o D)}{c}$$

. lorsque le sol superficiel est sans cohésion, il est possible de rassembler dans la figure 10 les résultats disséminés dans les figures 5 à 8 ; la présentation s'en trouve simplifiée car Hr/B ne dépend plus que de  $\phi$  et de(p- $\gamma_{o}$ D)/ $_{\gamma}$ B ; pour des valeurs de  $\phi$  voisines de 40° on a la formule approchée suivante :

(5) 
$$\frac{H_r}{B} = 1.25 \sqrt{\frac{p - \gamma \circ D}{\gamma B}}$$



Fig. 5 Définition des termes utilisés dans les figures 6 à 11. Hr : profondeur de reconnaissance mesurée à partir de la base de la fondation ; c,  $\varphi$ ,  $\gamma$  : cohésion, angle de frottement et poids volumique du sol situé immédiatement sous la base de la fondation ;  $\gamma_0$  : poids volumi-

que du sol situé entre la surface du sol et le niveau de la base de la fondation ; p : pression moyenne exercée par la fondation sur le sol (Nota : la longueur, L, n'intervient pas dans les calculs de pression portante mais elle interviendra dans la deuxième partie)















Fig..10 Valeur de la profondeur de reconnaissance dans le cas  $\varphi = 0^{\circ}$ . Voir la figure 5 pour la définition des termes



Fig. 11 Valeur de la profondeur de reconnaissance dans le cas c = 0. Voir la figure 5 pour la définition des termes

# 2 Critère se rapportant au risque de tassement

Nous venons de voir, dans la première partie, qu'il était possible de prendre en compte un « risque maximal » par rapport à la stabilité d'une fondation en supposant l'existence, à une certaine profondeur, d'une couche de sol de résistance nulle (c = 0,  $\phi = 0$ ). Il est tentant de procéder de même ici. Mais, en fait, le problème est différent : le défaut de stabilité s'exprime de manière absolue alors que les restrictions que l'on impose sur le tassement n'ont pas un caractère aussi brutal. Par ailleurs, le phénomène tassement fait intervenir un volume de sol beaucoup plus vaste que le phénomène rupture.

Essayons, malgré tout, d'appliquer au risque de tassement, correspondant à l'ignorance des propriétés du sol situé en dessous du niveau des sondages, une démarche voisine de celle de la première partie. Supposons en effet que l'on ait reconnu le sol jusqu'à la profondeur H. Ce qui pourrait arriver de pire, c'est que le sol situé à une profondeur supérieure à H soit infiniment déformable quelle que soit la contrainte appliquée. Cette hypothèse est évidemment rience à H soit infiniment déformable quelle que soit la rondation quel que soit H. Par ailleurs, elle est physiquefondation quel que soit H. Par ailleurs, elle est physiqueter resonnable puisque les propriétés mécaniques du sol finissent toujours par augmenter avec la profondeur. Dans ces conditions on est conduit obligatoirement à un certain arbitraire dans le choix du critère.

Comme les méthodes de calcul du tassement se divisent en deux catégories,

les méthodes directes qui donnent directement le tassement,

el méthodes indirectes qui permettent d'obtenir le

tassement à partir des contraintes,

nous proposons, ici, deux critères complémentaires, l'un en contraintes, l'autre en tassement.

### 2.1 Critère en contraintes

Comme nous venons de le dire, les propriétés mécaniques des sols finissent toujours par s'améliorer avec la profondeur. Par conséquent la contribution d'une couche de sol au tassement d'une fondation a au moins deux raisons de diminuer quand la profondeur de cette couche augmente. En effet :

 l'augmentation de contrainte due à la fondation (qui est la cause de la déformation) se dissipe avec la profondeur;

les propriétés mécaniques, et en particulier le

module de déformation, augmentent avec la profondeur. alheureusement, ces constatations n'ont qu'un caractère

Malheureusement, ces constatations n'ont qu'un caractère qualitatif. Pour aboutir à des résultats quantitatifs il faut lier la variation des propriétés mécaniques à la profondeur.

Dans le cas d'un sol relativement homogène on peut remarquer que le module de déformation est d'autant plus grand que la contrainte de consolidéix celle-ci est égale à la Pour un sol normalement consolidé, celle-ci est égale à la contrainte effective due au poids des terres sus-jacentes. D'où l'idée, développée par Burmister [14], que le risque tassement est d'autant plus faible que l'augmentation de la contrainte effective ∆os due à la surcharge apportée par la contrainte effective ∆os due à la surcharge apportée par la fondation est petite par rapport à la contrainte verticale effective σ<sub>20</sub> due au poids des terres. On remarquera que effective σ<sub>20</sub> due au poids des terres. On remarquera que effective σ<sub>20</sub> due au poids des terres. On remarquera que effective σ<sub>20</sub> due au poids des terres. On remarquera que effective σ<sub>20</sub> due au poids des terres. On remarquera que ce critère tient compte simultanément des deux raisons invoquées plus haut.

Pratiquement cette condition peut s'exprimer de la manière suivante. On peut négliger le tassement dû aux couches situées au-dessous de la profondeur H à laquelle est vérifiée la relation (Fig. 12) :

(e)  $\nabla \alpha_{i}^{\mathsf{X}} \leqslant \mathfrak{m} \alpha_{i}^{\mathsf{XO}}$ 



Fig. 12 Distribution dans le sol, en fonction de la profondeur z, de la contrainte effective  $\sigma_{zo} = \gamma' Z$  due au poids des terres et de la contrainte effective  $\Delta \sigma_z^{\circ}$  due à la surcharge apportée par la fondation. A la profondeur H, le rapport entre ces deux contraintes est m, d'après (6). Ici, m = 1/10

: J9V6

 $\Delta \sigma_{\Sigma}^{\chi}$  : contrainte verticale effective à la profondeur H due à la surcharge apportée par la fondation ;

 $\sigma_{zo}^{\prime}$  : contrainte verticale effective à la profondeur H due au poids des terres ;

m : coefficient dépendant du risque accepté.

Par exemple, Burmister recommande :

(7) m=0.1 pour les sols tins (silts, argiles) m=0.2 pour les sols grossiers (sables, graviers)

Bien entendu, d'autres valeurs peuvent être envisagées le cas échéant.

On peut donc logiquement considérer que la valeur ainsi déterminée est une expression raisonnable de la profondeur des sondages de reconnaissance (\*). Encore faut-il en deur des modes de reconnaissance (\*).

Pour un sol homogène sur une profondeur infinie l'augmentation de contrainte verticale due à une surcharge ne dépend pas des propriétés mécaniques (du moins si l'on fait l'hypothèse d'un comportement élastique et linéaire du sol). On peut alors représenter graphiquement la condition ci-dessus (Fig. 13) [16, 17].

(\*) Cette condition est également utilisée dans les normes de calcul des fondations en usage en URSS [18] pour limiter conventionnellement l'épaisseur de la couche compressible dans les méthodes de calcul du REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE NUMERO 7

Juamassei







Fig. 14 Tassement au coin d'une fondation rectangulaire. Comparaison de la valeur w dans le cas d'un sol homogène et de la valeur w + ∆ w dans le cas où une couche mince se trouve à la profondeur H



Fig. 13 Détermination de la profondeur de reconnaissance d'après le «critère en contraintes». Légende : L, longueur de la foure 5 fondation ; m : coefficient lié au risque accepté (voir la relation 7). Pour la définition de sautres termes, voir la figure 5



En réalité le sol ne peut pas être homogène puisque l'on suppose implicitement en vérifiant la condition ci-dessus que ses propriétés s'améliorent avec la profondeur. Toutefois la distribution des contraintes verticales s'éloigne assez peu de celle du milieu homogène sauf dans le cas d'une couche dure reposant sur une couche molle épaisse. C'est justement un cas qui ne peut pas être traité avec ce critère car les propriétés mécaniques ne s'améliorent pas avec la profondeur. Dans la réalité il n'y a pas d'hésitation possible car s'il peut exister une couche compressible importante, les renseignements fournis par la géologie ne permettent pas de l'ignorer.

Hormis ce cas particulier qui ne peut pas passer inaperçu, et une autre configuration de sol plus insidieuse que nous étudierons dans le paragraphe suivant, ce critère est raisonnable car il est très stable : en effet si l'on rencontre une couche un peu plus compressible relativement épaisse, la « possibilité de tassement » est plus grande, mais par contre la contrainte verticale y est en général plus faible que si le milieu était homogène. Finalement, si l'hétérogénéité n'est pas trop importante « le risque de tassement » n'est sans doute pas très différent dans la couche réelle et dans le sol théorique homogène sur lequel a été fait le calcul.

Si par contre la couche rencontrée a des propriétés très différentes du reste du sol de fondation ce critère n'est plus réaliste. Alors, de deux choses l'une :

. ou cette couche est très épaisse et il faut se servir des indications que peut fournir la géologie ;

. ou cette couche est peu épaisse et constitue en quelque sorte une inclusion dans un ensemble relativement homogène : c'est ce cas que nous allons étudier maintenant.

## 2.2 Critère en tassement

Le risque de rencontrer une couche plus compressible que le sol environnant est très réel dans beaucoup de sites. Les renseignements fournis par la géologie permettent souvent de prévoir l'existence possible d'une telle couche mais ne permettent d'en prévoir ni la profondeur, ni l'épaisseur, ni l'étendue. Il est certain que les conséquences qu'une telle couche peut avoir sur le tassement de la fondation dépendent de son épaisseur, de sa compressibilité et de sa profondeur, paramètre qui va conditionner le choix de la profondeur de reconnaissance. Pour étudier ce problème, considérons une fondation rectangulaire de largeur B et longueur L reposant sur un sol contenant une telle couche.

Nous noterons (Fig. 14) :

 H, la profondeur du toit de la couche très compressible ;

. H<sub>2</sub>, l'épaisseur de cette couche ;

. E<sub>2</sub>, son module et v son coefficient de Poisson ; . q, la surcharge apportée par la fondation, au niveau de sa base (cette surcharge se déduit de la pression moyenne, p, au niveau de la base de la fondation par la formule 16) ; nous supposons que cette surcharge q est normale et uniformément distribuée.

Notre but est de déterminer l'accroissement, △w, du tassement de la surface du sol que provoquerait l'existence de la couche très compressible définie ci-dessus. Pour cela, nous écrivons :

$$(8) \qquad \Delta w = \Delta w_2 - \Delta w_1$$

avec:

 $\bigtriangleup w_2$  : contribution apportée au tassement de la surface par la couche ci-dessus décrite ;

 $\bigtriangleup w_1$  : contribution qu'aurait apportée cette couche au tassement de la surface si elle avait eu les mêmes propriétés que le sol environnant.

Nous calculerons  $\bigtriangleup w_1, \ \bigtriangleup w_2$  et, par conséquent,  $\bigtriangleup w$  au coin de la fondation car c'est évidemment dans le cas

d'une lentille de sol compressible située sous le coin que le risque de tassement différentiel, donc de désordres, est le plus grand. Pour calculer  $\Delta w_1$  et  $\Delta w_2$ , il nous faut, au préalable, déterminer les contraintes verticales,  $\sigma_z$ , régnant dans la couche considérée. Pour faire cette détermination, nous supposerons que H<sub>2</sub> est petit devant H. Cette hypothèse est tout à fait acceptable dans le cas qui nous préocupe car si H<sub>2</sub> n'est pas petit devant H, cela signifie, soit que la couche est proche de la surface (et dans ces conditions aucune profondeur de sondage, même déterminée à partir du critère en contrainte, ne permettra de l'ignorer), soit que située à une profondeur relativement importante son épaisseur est grande (dans ces conditions la géologie doit pouvoir signaler sa présence).

De cette hypothèse découlent deux conséquences importantes pour le calcul des contraintes verticales :

. la distribution de  $\sigma_z$  est très peu perturbée par la présence de la couche mince et l'on pourra faire le calcul du tassement en utilisant la valeur de  $\sigma_z$  dans un sol homogène donnée par :

$$\sigma_z = q O_z \left(\frac{Z}{B}, \frac{L}{B}\right)$$
[15]

(formule valable à la verticale du coin de la fondation)

, la valeur de  $\sigma_z$  est pratiquement constante sur toute la hauteur de la couche mince.

Connaissant, grâce aux remarques précédentes, la valeur de  $\sigma_{\rm Z}$  dans la couche mince, on en déduit la contribution qu'elle apporte au tassement du coin de la fondation par la formule suivante :

avec :

$$\begin{split} i &= 1 \text{ pour le calcul de } \bigtriangleup w_1 \\ i &= 2 \text{ pour le calcul de } \bigtriangleup w_2 \\ E_{\text{oed}} : \text{module oedométrique.} \end{split}$$

Cette formule n'est autre que celle du tassement oedométrique. Son emploi se justifie car la répartition des contraintes verticales au niveau de la couche mince est telle qu'elle peut être considérée comme relativement uniforme sur une largeur assez grande vis-à-vis de l'épaisseur de cette couche : il est donc licite de négliger le déplacement latéral (\*) et, donc, de faire un calcul « oedométrique ». De plus, la couche peut être une lentille de dimensions horizontales limitées, ce qui rapproche encore des conditions de l'oedomètre. Et, d'ailleurs, c'est dans le cas d'une lentille que le risque de tassement différentiel est le plus grand.

Les formules (8) et (10) conduisent à :

(11) 
$$\Delta w = q H_2 \left( \frac{1}{E_{oed2}} - \frac{1}{E_{oed1}} \right) O_Z \left( \frac{H}{B}, \frac{L}{B} \right)$$
$$= q \frac{H_2}{E_{oed2}} \left( 1 - \frac{E_{oed2}}{E_{oed1}} \right) O_Z \left( \frac{H}{B}, \frac{L}{B} \right)$$

Négligeons E<sub>oed2</sub> /E<sub>oed1</sub> vis-à-vis de 1, ce qui conduit à une légère surestimation de  $\triangle$ w. Par ailleurs, on connaît la formule classique :

(12) 
$$E_{oed} = E \frac{(1-v)}{(1+v)(1-2v)}$$

(\*) Le tassement de la fondation est composé d'une partie due au déplacement latéral du sol mais il s'agit essentiellement du déplacement latéral des couches voisines de la surface. (Nota : v étant le coefficient de Poisson du sol drainé, il ne peut pas avoir la valeur 0.5 qui annulerait le dénominateur).

D'où :

(13) 
$$\Delta w = q \frac{H^2}{E_2} \frac{1 - v}{(1 + v)(1 - 2v)} \quad O_z \left( \frac{H}{B' B} \right)$$

Posons :

(14) 
$$\Psi = \frac{\Delta W}{H_2} \frac{E_2}{q} = \frac{1-v}{(1+\dot{v})(1-2v)} O_Z \left(\frac{H}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

(Nota : l'expression analytique de Oz (H/B, L/B) est connue d'après [15]).

Dans le cas d'un sol drainé, le coefficient de Poisson a, dans la plupart des cas, une valeur voisine de O.3. Nous avons donc retenu cette valeur pour établir le graphique de la figure 15 qui donne les valeurs numériques de  $\Psi$  en fonction de H/B et L/B. Inversement, si l'on se fixe une valeur admissible,  $\Delta w_{adm}$ , du tassement, la formule (14) ou la figure 15 permettent de déterminer la valeur de la profondeur H au-delà de laquelle la présence de la couche compressible hypothétique n'est pas dangereuse. En effet, au-delà de cette profondeur, la couche compressible n'augmenterait le tassement que d'une valeur inférieure à  $\Delta w_{adm}$ . La profondeur H ainsi déterminée est donc la profondeur à laquelle il faut reconnaître le sol, en vertu du critère de tassement.

Pratiquement, on écrira  $\Psi$  de la façon suivante :

(15) 
$$\psi\left(\frac{H}{B}r\right) = \left(\frac{\Delta w}{B_o}\right)_{adm} \frac{B_o}{H_2} \frac{E_2}{q}$$

Fig. 15 Détermination de la profondeur de reconnaissance, Hr, en fonction de  $\psi$  qui est défini par la formule 15. Voir également la figure 5 pour la définition de certains termes



Connaissant les termes du membre de droite, on calcule  $\Psi$  d'où l'on en déduit Hr/B par simple lecture sur la figure 15.

Examinons en détail les termes de cette formule :

- H<sub>r</sub> est la profondeur (mesurée à partir de la base de la fondation) des sondages de reconnaissance qui doivent être réalisés (si l'on redoute la présence d'une lentille compressible) sous les quatre coins du bâtiment ;
- B est la largeur totale du bâtiment, que celui-ci soit fondé sur un radier ou sur des semelles (la figure 16 montre en effet qu'à partir d'une profondeur relativement faible la contrainte verticale ne dépend que très peu du type de fondation);
- Bo est la largeur de référence servant à estimer les effets du tassement différentiel (distance entre semelles, côté du radier, ...);
- (△w) adm
   est le tassement différentiel admissible ; autrement dit il s'agit de l'accroissement △w de tassement dû à la présence de la lentille compressible divisé par la largeur de référence Bo. L'ingénieur qui établit le projet de fondations peut le choisir en s'inspirant de recommandations de Skempton et Macdonald [19]: si △w/Bo > 1/300 on observe des désordres architecturaux et si △ w/Bo > 1/150 on observe des désordres structuraux ;
   H<sub>2</sub>
  - est l'épaisseur supposée de la couche de module
     E<sub>2</sub>; à titre indicatif, il paraît raisonnable de prendre H<sub>2</sub> entre 0.5 et 5 mètres;

Fig. 16 Isobares de la contrainte verticale  $\sigma_z$  dans un milieu semi-infini ; à gauche dans le cas d'un radier infiniment long uniformément chargé, à droite dans le cas de quatre semelles parallèles [17]



Même charge par unité de longueur:2p a

connée par la formule (fig. 17) : resu de sa base ; on démontre [17] qu'elle est est la surcharge apportée par la fondation au

$$d \circ \gamma - q = p \qquad (31)$$

: DAVB

b

- (14) teq əşsivip noitsbrot sl ab sbiog el arque y compris le poids de la fondation pression moyenne à la base de la fondation d
- ; noitsbnot sl ab assd sl ab usavin oh : poids volumique du sol situé entre la surface et le
- : profondeur de la base de la fondation. a



q

[[]] SƏƏNƏ] -ne serves content de present en la serves en la serves enin the series of the series of the surcharge of the series -ig. 17 Relation entre la pression, p, réellement apApplications pratiques et conclusions ε

numériques puis des remarques en conclusion. étude. Nous présentons également quelques exemples d'utiliser rapidement les résultats présentés dans cette des lecteurs, des informations pratiques leur permettant Dans cette dernière partie nous regroupons, à l'intention

protondeur de reconnaissance Conseils pratiques pour la détermination de la 1.5

profondeur de reconnaissance : Trois critères ont été proposés pour la détermination de la

- ; (S. f 8) étilidete el é fiteler erétiro nu .
- (Z-Z §) contraintes » (§ 2-1) et le « critère en tassement » deux critères relatifs au tassement : le « critère en

fondeurs ainsi obtenues. les trois critères et de retenir la plus grande des trois pro-En principe, dans chaque cas, il est recommandé d'utiliser

sont communs aux trois critères (voir la figure 5) : iup te noitebroi al tressinitéb iup sertémereq sel broda'u Ces critères font intervenir deux types de paramètres. Il y a

· la protondeur, D, prévue pour la base des fonda-; in longueur, L, et la largeur, B, du bâtiment ;

.(ebimud uo ces base de la fondation ; on peut l'estimer forfaitairement de 18 000 à 20 000 N/m³ selon que le sol est d'où l'on tire la surcharge q = p  $-\gamma_0$  D ( $\gamma_0$  étant le point volumique du sol au-dessus du niveau de la fondation, divisée par la surface de la fondation) (égale à la charge totale, y compris le poids de la la pression moyenne, p, à la base de la fondation : suon

par l'ingénieur. tères et, pour chacun d'eux, donnons la marche à suivre jet de fondations. Examinons successivement les trois cricertaine décision de la part de l'ingénieur qui établit le protères et qui, n'étant pas donnés a priori, impliquent une Il γ a ensuite les paramètres propres à chacun des trois cri-

le terrain. A titre indicatif, voici quelques valeurs typiques : tnevrezet et q en faisant faire un trou à la pelle et en observant contact de la base de la fondation. L'ingénieur pourra estius she iup los ub (aqqsn sl ab suossab-us "m/N 000 11 20 000 N/m3 pour un sol humide au-dessus de la nappe et nier pouvant être pris égal à 18 000 N/m3 pour un sol sec, l'angle de frottement, q, et le poids volumique, y (ce der-Pour le critère de stabilité, il faut connaître la cohésion, c,

; sonstairance il noles ,<sup>2</sup>m/N immédiate) ;  $\phi = 0^{\circ}$  et c de l'ordre de 10<sup>4</sup> ou 10<sup>5</sup> argile saturée (pour un calcul de pression portante

- à long terme) : c = 0,  $\phi = 15$  à  $25^{\circ}$ ; argile saturée (pour un calcul de pression portante
- 35° (sable compact) et 40° (gravier). (end of the solution of the s

 $c = 40\,000 \text{ N/m}^2$  $_{s}$  = 20 000 N/m<sub>3</sub>

E = 5 3 10 106 N/m<sup>2</sup>

Considérons trois bâtiments :

l'ordre de 1/10).

sance par la figure 15.

(Juemesse)

(enotwell 000 002 7 eb elstot 400 000 Newtons et formant une maille carrée de la superstructure repose sur des poteaux chargés à • un marché de 50 m de long par 20 m de large dont 6 étages, exerçant sur le sol une surcharge de 6000 N/m²;

• un immeuble de base rectangulaire, 20 × 80 m, de

exerçant sur le sol une surcharge de 200 000 N/m2 ;

. une tour de base carrée, 15 × 15 m, de 20 étages,

en contact avec la fondation (par exemple, E2/E de

ment inférieure à celle du module, E, du sol qui sera nable) ; pour E2 il faudra prendre une valeur nette-

-nozier fisteq settém d é d.O eb tuelev enu) elgoloèg

s'inspirer d'éventuels renseignements fournis par la

redoute la présence ; pour le choix de H2 on pourra , il faut choisir l'épaisseur,  $H_{\rm 2^{\rm o}}$  et le module de déformation,  $E_{\rm 2^{\rm o}}$  de la couche compressible dont on

(△W/B₀)<sub>adm</sub> ; pour cela, on pourra s'inspirer des recommandations de Skempton et Macdonald indi-

il faut choisir la valeur du tassement admissible,

(15); dues plus haut, après la formule (15);

Pour le critère en tassement, il faut faire deux choix :

choix. Ensuite il suffit d'utiliser le graphique de la figure

risque accepté. On pourra s'inspirer de (7) pour faire ce

choisir la valeur du paramètre m, défini par (6), selon le

tusi li te (equen si eb suosseb-us los el nuog sm/N 000 f f

20 000 N/m3 pour le sol humide au-dessus de la nappe et

on peut prendre 18000 N/m<sup>5</sup> pour le sol sec,

volumique, y, du sol qui sera en contact avec la fondation Pour le critère en contraintes, il suffit de connaître le poids

de tassement : le critère en contraintes et le critère en

Examinons maintenant les deux critères relatifs au risque

Ce choix étant fait, l'ingénieur n'a plus qu'à utiliser le gra-

. Fig. 6 à 9 pour c et φ différents de Ο.

; Fig. 11 pour c=0 ;

 $^{\circ}0 = \phi \operatorname{nod} 01$  . Fig. 10

phique correspondant:

B

Pour fixer les idées, faisons une application numérique.

l'on en déduit une valeur de la profondeur de reconnais-Ces choix étant faits, on calcule Y par la formule (15) et

10 m de côté (soit 18 poteaux pour une charge

On peut lui attribuer les propriétés suivantes : silt non saturé (la nappe est très profonde), assez compact. Le sol, tel qu'il apparaît au voisinage de la surface, est un

 $\phi = 52^{\circ}$ 

69

					Marché	
			Tour	Immeuble	Semelles	Ensemble
Données sur la fondation	$\begin{array}{c} q = p_{-\gamma_{o}} D \\ B \\ L \\ L/B \end{array}$	N/m² m —	200 000 15 15 1	60 000 20 80 4	250 000 1.25 1.25 1	7200 20 50 2.5
Critère de stabilité	q/γB c/γB Hr/B H <mark>r</mark>	  m	0.666 0.133 1.05 <b>16</b>	0.15 0.1 0.25 5	10 1.6 4.2 5	0.018 0.1 (*)
Critère en contraintes	q/ymB H <sub>r</sub> /B H <sub>r</sub>	  m	6.66 1.4 21	1.5 0.8 <b>16</b>	100 3.5 <b>4.5</b>	0.18 0.17 <b>3.5</b>
Critère en tassement	B₀ B₀/H₂ E₁/q (△w/B₀) <sub>adm</sub> Ψ H <sub>r</sub> /B H <sub>r</sub>	m 	15 3 3.5 1/300 1/150 0.035 0.07 2.9 1.85 44 28	20 , 4 11.7 1/300 1/150 0.156 0.312 0.95 0 <b>19 0</b>	10 2 2.8 1/300 0.048 4 5	10 2 97.2 1/300 0.0187 0 <b>0</b>

Tableau 2 Détail des valeurs de l'exemple numérique. (\*) Calcul impossible car les valeurs sortent du graphique

Le détail des calculs et les résultats se trouvent dans le Tableau 2. Il n'y a pas de difficulté particulière. Signalons cependant les quelques points suivants :

. pour le critère en stabilité il a fallu interpoler entre les figures 7 et 8 ;

. pour le critère en contraintes, nous avons choisi  $m\,=\,0.1,$  ce qui est plutôt prudent ;

, pour le critère en tassement nous avons pris  $H_2 = 5$  m (ce qui est plutôt grand) et  $E_2 = 700\ 000\ N/m^2$  (ce qui est de l'ordre de E/10) ;

, pour le marché, nous avons fait deux calculs, l'un en considérant le marché dans son ensemble (B = 20 m et L = 50 m), l'autre en considérant chaque semelle isolément (nous avons alors pris, compte tenu des caractéristiques du sol, q = 250 000 N/m<sup>2</sup> d'où L = B = 1.25 m).

On remarquera que, notamment pour la tour, le critère en stabilité conduit à une profondeur plus faible que le critère en tassement. Ce résultat est satisfaisant car il signifie que si la profondeur choisie pour la reconnaissance était faible, on aurait plutôt un risque de tassement que de rupture.

En comparant tous les résultats, il semble logique de retenir :

. 5 m pour le marché ;

. 16 à 19 m pour l'immeuble selon le degré de tolérance sur le tassement différentiel ;

. 28 à 44 m pour la tour, selon le degré de tolérance sur le tassement différentiel.

Rappelons que ces profondeurs de reconnaissance sont mesurées à partir de la base de la fondation : il faut leur rajouter la valeur de D. Enfin, il est toujours recommandé, pour l'un au moins des sondages, d'adopter une profondeur plus grande par souci de sécurité.

# 3.2 Conclusions

Pour conclure, il semble intéressant de comparer les critères que nous proposons dans cette étude à ce que font habituellement les ingénieurs. En fait, dans les traités de Mécanique des Sols, on ne donne pratiquement jamais aux ingénieurs de règles pour le choix de la profondeur des reconnaissances, hormis quelques valeurs en fonction de la largeur de la fondation. Ces règles sont évidemment insuffisantes car elles ne font pas intervenir des paramètres qui, d'après notre étude, sont importants, comme :

- , la longueur de la fondation ;
- . la surcharge apportée par la fondation sur le sol ;
- · les propriétés du sol ;
- · le risque de tassement admissible.

Ceci montre le parti que les ingénieurs peuvent tirer de nos critères pour améliorer sécurité et économie. En particulier, l'ingénieur qui doit faire un plan de reconnaissance du sol pour un ensemble de bâtiments très variés sur un terrain donné pourra, grâce à nos critères, répartir judicieusement le coût de sa campagne de reconnaissance.

Bien entendu, on pourra regretter la lourdeur de la méthode qui impose l'utilisation de plusieurs graphiques. C'est à ce prix qu'il faut payer la prise en compte des nombreux paramètres qui conditionnent la qualité du résultat. Les indications pratiques du § 3-1 doivent notablement faciliter le travail de l'ingénieur. Cependant (et c'est la conclusion classique) l'ingénieur doit faire appel à son expérience et à son jugement pour faire judicieusement les choix des valeurs des paramètres sans lesquels les méthodes proposées ne donneraient pas de résultats satisfaisants.
## Références Bibliographiques

[1] P. HABIB et L. SUKLJE - Etude de la stabilité des fondations sur une couche d'argile d'épaisseur limitée. An. I.T.B.T.P. nº 83, S.F. 15, (Nov. 1954).

[2] Y. TCHENG - Fondations superficielles en milieu stratifié. Proc. 4th Inf. Conf. S.M. (London, 1957).

[3] J. HAERINGER – Contribution à l'étude de la force portante des fondations de surface en milieu pulvérulent à deux dimensions. Thèse (Grenoble, 1964).

[4] J.D. BROWN et G. MEYERHOF – Experimental study of bearing capacity on layered clays. Proc. of Int. Conf. S.M. 3 (Mexico, 1969).

[5] A.S. KANANYAN - Experimental investigation of the stability of foundation beds of finite thickness. Soil Mech. and Found. Eng., 5, (Sept.-Oct. 1971).

[6] Y. LEBEGUE - Contrainte à l'interface d'un milieu constitué par du sable surmontant de l'argile molle. Communication aux Journées Françaises de Mécanique des Sols (Mai 1971). Bulletin de liaison des LPC (Juin 1972), 160.

[7] J.P. GIROUD, TRAN-VO-NHIEM et J.P. OBIN – Tables pour le calcul des fondations. Volume 3 : Force portante, Dunod (Paris 1973).

 [8] J. MANDEL et J. SALENCON - Force portante d'un sol sur assise rigide. Proc, 7th Int. Conf. S.M., 3 (Mexico, 1969).
 [9] J. MANDEL et J. SALENCON - Force portante d'un sol sur assise rigide (Etude théorique). Geotechnique (1972).

[10] Y. KOIZUMI – Bearing capacity of footing resting on two-layers (sand-clay). Report of Architectural Institute of Japan (1959) (en Japonais).

[11] H. YAMAGUCHI - Practical formula of gearing value for two-layered ground. Proc. 2nd Asian Reg. Conf. S.M. 1963), 176.

[12] S.J. BUTTON - The bearing capacity of footings resting on two-layers cohesive subsoil. Proc. 3rd Int. Cont. S.M. (Zurich, 1953).

[13] J.P. OBIN – Force portante en déformation plane d'un sol verticalement non-homogène. Thèse de doctorat de spécialité. Université Scientifique et Médicale de Grenoble (février 1972).

[14] D.M. BURMISTER – Stress and displacement characteristics of a two layer rigid box soil system : influence diagrams and practical applications. Proc. HRB 35 (January 1956), 773-814.

[15] J.P. GIROUD - Tables pour le calcul des fondations. Tome 2, Dunod (1972).

[16] J.P. GIROUD – Guide for depth of foundation exploration. Discussion Journal of the Soil Mechanics and Foundation. Discussion ASCE. Nº SM 6, Proc. Pap. 7643 (November 1970), 2140-2143.

[17] J.P.GIROUD - Le tassement des fondations superficielles PUG (Grenoble, 1975).

[18] Normes soviétiques pour le calcul des fondations des bătiments et ouvrages. SNIP, Strojezdat, (Moscou, 1975).
[19] A.W. SKEMPTON and D.H. MACDONALD - The allo-

[19] A.W. SKEMPTON and D.H. MACDONALD - The allowable settlement of buildings. Proc. ICE, 5, 3 (December 1956), 727-784.

# **INFORMATIONS**

### 1 Colloques

Sixième colloque panamericain de Mécanique des Sols et des Travaux et Fondations.

Lieu et date : LIMA - Pérou - du 2 au 7 Décembre 1979 Programme technique :

Le colloque sera développé sur la base de quatre semaines principales et d'une conférence particulière sur les sujets suivants :

- Session 1 : Problème de mécanique des sols et des roches en Génie Minier.

Auteur de l'état des connaissances : H.Q. GOLDER, 4 Links Court Grouville - Jersey Channel Islands - Canada.

 Session 2 : Comportement dynamique des sols - Application aux projets de Génie Civil.

Auteur de l'état des connaissances : R.V. WHITMAN Massachussets Institute of Technology - 9 Demar Road - Lexington, Mass. 02173 (U.S.A.).

Session 3 : Fondations et interaction sol-structure
 Auteur de l'état des connaissances : G.G. MEYERHOFF
 Nova Scotia Technical College - 899 Beaufort Avenue Halifax, N.S. Canada.

- Session 4 : Propriétés des sols compacts.

Auteur de l'état des connaissances : R. MARSAL Instituto de Ingenieria UNAM - Ciudad Universitaria, Mexico 20, DF Mexico.

 Conférence particulière : Stabilité des remblais et des pentes en argile molle.

G.A. LEONARDS - Purdue University - School of Civil Engineering West Lafayette, Indiana 47907 - U.S.A.

Pour tout renseignement ou proposition de communication, s'adresser à :

Senor Presidente ARNALDO CARRILLO GIL

VI CPMSIC, Apartado Postal nº 11076 Lima - Pérou

### 2 Livres reçus

#### Rutschungen und ihre Sanierung

par C. Veder avec la collaboration de F. Hilbert 231 pages 15,4 x 24,3 - 116 figures - Prix : U.S. \$ 42,90 Le livre vise à donner à l'Ingénieur de Génie Civil, confronté à un glissement de terrain, une aide pratique ainsi que les explications théoriques et les causes physiques du phénomène. Il repose sur une expérience de 10 ans en Autriche et à l'étranger, dont il a été rendu compte dans les cours donnés par C. VEDER à l'Université Technique de Graz entre 1964 et 1978.

On y trouve en bibliographie les références de publications concernant la méthode de confortement des glissements au moyen de "conducteurs-court-circuit" développée par C. VEDER.

> Editeur : SPRINGER VERLAG Postfach 367 - A 1011 WIEN

#### Materiaux et structures sous chargement cyclique 252 pages 21 x 29,7 - figures - Prix : 250 F.

Ce volume contient l'ensemble des interventions, conférences générales et communications particulières, au Séminaire "Matériaux et Structures sous Chargement Cyclique", organisé par le Laboratoire de Mécanique des Solides de l'Ecole Polytechnique et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui s'est tenu à l'Ecole Polytechnique à Palaiseau les 28 et 29 Septembre 1978.

Une demi-journée avait été réservée à chacun des quatre thèmes de travail choisis. Dans le thème "Comportement Cyclique des Matériaux", les orateurs ont présenté les résultats obtenus et les problèmes rencontrés dans la modélisation du comportement irréversible des métaux et des sols sous chargement périodique. Le thème "Fatigue et Rupture" était consacré à la description mécanique de l'endommagement, de l'initiation et de la propagation de fissures dans les métaux. Le thème "Adaptation et Accommodation" a permis de faire le point des connaissances actuelles du comportement à long terme des structures élastoplastiques ou viscoplastiques sous chargement variable. Enfin, dans le thème "Applications Diverses", ont été présentés des exemples d'utilisation, pour le calcul des fondations et le dimensionnement de structures industrielles, des concepts et des modèles exposés durant la première journée.

Le vœu des organisateurs du Séminaire, qui était de permettre un vaste échange d'informations et d'idées entre participants d'origines et de préoccupations diverses, a été pleinement comblé par la présence des 180 orateurs et auditeurs, chercheurs et ingénieurs, industriels et universitaires.

La publication de ces comptes rendus devrait permettre à d'autres de prendre connaissance de l'état actuel des recherches et des voies ouvertes pour l'avenir dans le domaine des chargements cycliques.

Editeur : Anciens E.N.P.C. - Formation Permanente 28, rue des Saints-Pères - 75007 PARIS Appareils de conception récente utilisés actuellement au Boulons de mesures équipés de jauges extensométriques contrôle des mouvements de terrains. Télémesure associée essais au laboratoire et in situ J. BERNEDE .....nº 1 - p. 77 R. POIROT .....nº 5 - p. 37 Le bilan énergétique en mécanique des roches Calcul des pieux : tassements sous charge de service, frot-tement négatif Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur M. MATAR - J. SALENCON .....nº 1 - p. 37 Comportement à terme des terrains boulonnés par scellements répartis à la résine J.-F. RAFFOUX ......nº 1 - p. 65 Ponts Etude de la stabilité des rives de la cuvette du barrage Idriss 1er au Maroc G. L'HERITEAU, M. MOUDDEN, G. POST , nº 1 - p , 5 L'incertitude sur les résultats d'un problème de mécanique des sols ou des roches traité par la méthode des éléments finis B. CAMBOU .....nº 1 - p. 53 Protection des zones exposées à des éboulements rocheux. Contribution des méthodes de surveillance L. ROCHET .....nº 1 - p. 87 Surveillance des glissements de terrain L'auscultation des mouvements du sol ou du sous-sol. Interprétation des mesures Comportement mécanique des sols injectés aux produits chimiaues P. LUONG, M. GANDAIS, P. ALLEMAND ... nº 2 - p. 25 Contrôle des mouvements lents des gros ouvrages et de leur fondation G. DOUILLET .....nº 2 - p. 111 Etude du comportement élastique et fragile des roches saturées par un liquide F.H. CORNET .....nº 2 - p. 81 Loi rhéologique incrémentale pour les sols et application par la méthode des élements finis M. BOULON, R. CHAMBON, F. DARVE ..... nº 2 - p. 5 Propriétés hydrauliques et mécaniques des sols non saturés S. ANDREI ..... nº 2 - p. 49 Stabilité d'un ensemble de matériaux sous contraintes R. POIROT .....nº 2 - p. 101 Applications de la photo-interprétation et de la télédétection à la géologie de l'ingénieur .....nº 4 - p. 73 A. - Applications pratiques de la photo-interprétation et de la télédétection, par D. GALMIER, R. LACOT, R. RICHARD B. - Exemple d'utilisation de la photogéologie en cartographie géotechnique à petite échelle, par R. VYAIN C. - Problème posé par la fondation du barrage de l'Arnon (Cher), par J.Y. SCANNIC D. - Esquisse sismo-tectonique de Provence, par G. WEECKSTEEN Comportement réel et théorique de quelques ouvrages E. RECORDON ......nº 4 - p. 25 Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souterraine dans un milieu avec radoucissement P. BEREST, D. N'GUYEN MINH, M. PANET nº 4 - p. 63 Les mesures in situ dans les tunnels P. LONDE .....nº 4 - p. 47 Les tirants d'ancrage L. LOGEAIS, M. BUSTAMANTE .....nº 4 - p. 5 Barrage de Diama - les remblais d'essais J. COSTAZ ..... 5 - p. 63

M. BOULON, J. DESRUES, P. FORAY ..... nº 5 - p. 13 Colonnes ballastrées - essais de chargement et calculs par la méthode des éléments finis M. MORGENTHALER, B. CAMBOU, G. SANFLERAT .....nº 5 - p. 41 Comportement du remblai expérimental B de Cubzac-les-J.-P. MAGNAN, C. MIEUSSENS, D. QUEYROI nº 5 - p. 23 Détection des cavités souterraines par des méthodes géophysiques R. LAGABRIELLE - M. RAT .....nº 5 - p. 7 Processus local de destruction des roches par un outil de forage MINH DUC NGUYEN ......nº 5 - p. 57 Note technique : La réparation du béton par injection - examen de deux cas particuliers Anchor field tests in carboniferous strata G.S. LITTLEJOHN, D.A. BRUCE, W. DEPPNER .....nº 3 - p. 82 Base calculation of anchor foundations using approximate model testing A.S. KANANYAN, M.I. NIKITENKO, Y.A. SOBOLEVSKY, V.N. SUKHODOEV ..... nº 3 - p. 69 Behaviour of ground anchors in stiff clays A. EVANGELISTA, G. SAPIO .....nº 3 - p. 39 Comportement des tirants précontraints dans une argile plastique M. BUSTAMANTE, F. DELMAS, J. LACOUR nº 3 - p. 24 Contribution to loading test procedure of ground anchors B.K. MAZURKIEWICZ - T. NAJDER .....nº 3 - p. 87 Détermination de la longueur libre optimale d'un tirant d'ancrage soutenant une paroi P. HABIB, M.P. LUONG, D. AUGER, Y. TCHENG .....nº 3 - p. 63 Determination of the carrying capacity of ground anchors with the correlation and regression analysis H. KRAMER .....nº 3 - p. 76 Enceinte étanche de la centrale électrique de Blaye : essais et mesures sur les tirants d'ancrage Y. FENOUX .....nº 3 - p. 48 Experimental verification of an anchored curtain wall A.J. da COSTA NUNES - P.H.V. DIAS ..... nº 3 - p. 35 First application of a totally protected anchorage C. MASTRANTUONO - A. TOMOLIO .....nº 3 - p. 107 Long term anchor holding capacity in saturaded clays B.C. YEN, S.J. YOUNG .....nº 3 - p. 120 A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors K. FUJITA, K. UEDA, M. KUSABUKA ..... nº 3 - p. 58 Model ground anchors under gravitational and centrifugal accelerations M.P. BOON - W.H. CRAIG ..... nº 3 - p. 18 Non linear analysis of the anchor-ground-wall system M. POPESCU, C. IONESCU .....nº 3 - p. 98 Research on ground anchors in non-cohesive soils H. OSTERMAYER - F. SCHEELE .....nº 3 - p. 92 Stresses and strains on the surface of anchors E. WERNICK .....nº 3 - p. 113 Underreamed ground anchors R.H. BASSETT .....nº 3 - p. 11

74

PANET (M.) (voir BEREST P.) N'GUYEN MINH (D.) (voir BEREST P.) 74. q - 4 °n..... slennut sel ans utis ni serusem se. - (') = ONDE 2 .q - 4 °n ..... egeronA'b stnsrif sej (.M) **JINAMATSUB** ((..) **SIABOL** LACOT (R.) (voir GALMIER D.) relederection .....nº 4 - p. 73 a. Applications pratiques de la photo-interprétation et de la : Ineinépni'l eb eig -oloég al à photo-interprétation et de la télédétection à la géolo-GALMIER (D.), LACOT (R.), RICHARD (R.) - Applications BUSTAMANTE (M.) (voir LOGEAIS L.) raine dans un milieu avec radoucissement nº 4 - p. 63 Contribution à l'étude de la stabilité d'une cavité souter-BEREST (P.), N'GUYEN MINH (D.), PANET (M.) contraintes contra POIROT (R.) - Stabilité d'un ensemble de matériaux sous 32 .q - S °n.... seupimina stiuborg xus sétaejni slos seb eupinsaém tnem LUONG (P.), GANDAIS (M.), ALLEMAND (P.) - Comportearr .q - S °n ..... senusem mouvements du sol ou du sous-sol. Interprétation des LOUIS (C.), DESURMONT (M.) - L'auscultation des (.A DNOUT Tiov) (.M) SIADNAD ITT .q - 2 °n ..... noitsbnot ruel eb te segavuo DOUILLET (G.) - Contrôle des mouvements lents des gros (VOIT LOUIS) ou du sous-sol. Interprétation des mesures n° 2 - p. 715 DESURMONT (M.) - L'auscultation des mouvements du sol (.M NOJUOB riov) (.F) EVRAD gile des roches saturées par un liquide .... n° 2 - p. 81 CORNET (F.H.) - Etude du comportement élastique et fra-CHAMBON (R.) (voir BOULON M.) d - 2 °n ..... sinil stnemélé seb ebodtém gique incrémentale pour les sols et application par la ВОИLON (M.), СНАМВОИ (R.) et DARVE (F.) - Loi rhéolo-ANDREI (S.) - Propriétés hydrauliques et mécaniques des ALLEMAND (P.) (voir LUONG P.) (.M RATAM viov) (.L) NOONEJAR 1ance 1 - 1 °n..... n° 1 - p. 87 liements rocheux. Contribution des méthodes de surveil-ROCHET (L.) - Protection des zones exposées à des éboulonnés par scellements répartis à la résine n° 1 - p. 65 RAFFOUX (J.-F.) - Comportement à terme des terrains bou-POST (G.) (voir L'HERITEAU G.) PINCENT (B.) - Surveillance des glissements de MOUDDEN (M) (voir L'HERITEAU G.) tée et de cohésion variable avec la profondeur n° 1 - p. 37 -imil ante sur sol purement cohérent d'épaisseur limi-AATAR (M.), SALENCON (J.) - Capacité portante d'une stabilité des rives de la cuvette du barrage ldriss 7er au L'HERITEAU (G.), MOUDDEN (M.), POST (G.) - Etude de la FAIRHURST (Ch.) - Le bilan énergétique en mécanique des 88. standa des éléments tinit stremélé seb ebodtém blème de mécanique des sols ou des roches traité par la CAMBOU (B.) - L'incertitude sur les résultats d'un pro-actuellement au contrôle des mouvements de terrains. Télé-BERNEDE (J.) - Appareils de conception récente utilisés

et mesures sur les tirants d'ancrage ...... n° 3 - p. 48 Enceinte étanche de la centrale électrique de Blaye : essais - (.Y) XUON33

anchors in stiff clays ..... sys - p. 39 EVANGELISTA (A.), SAPIO (G.) - Behaviour of ground

DIAS (P.H.V.) (voir da COSTA NUNES)

DEPPNER (W.) ()voir LITTLEJOHN (G.S.) (.M ATNAMATSUB riov) (.7) SAMJAD

ar and centrifugal accelerations .......... noise and centrifugal accelerations (voir BOON M.P.) - Model ground anchors under gravitatio-- (.H.W) ĐIARO

verification of an anchored curtain wall ..... nº 3 - p. 35 da COSTA NUNES (A.J.), DIAS (P.H.V.) - Experimental portement des tirants précontraints dans une argile BUSTAMANTE (M.), DELMAS (F.), LACOUR (J.) - Com-BRUCE (D.A.) (voir LITTLE JOHN G.S)

81 .q - 5 °n .. anoitatelecca laguitingec bna lanoitativarg BOON (M.P.), CRAIG (W.H.) - Model ground anchors under Underreamed ground anchors .......... nº 3 - p. 11 - (.H.A) TT322A8

(.9 BIBAH 'iov) (.0) REDUA

(.M) ABJAHTNBDROM 110V) (.D) TARBJDNAS

(.A BALABABAL Tiov) (.M) TAR

QUEYROI (D.) (voir MAGNAN J.P.)

75. q - 2 °n..... utis ni te etiotsrodsl us sisse - seupintémosnetxe segus, eb séqupé serusem eb snoluoß - (.A) TORIO9

r4 .q - d °n ..... sinil stnemélé seb ebodtém Colonnes ballastées - essais de chargement et calculs par la NORGENTHALER (M.), CAMBOU (B.), SANGLERAT (G.) roches par un outil de forage .....nº 5 - p. 57 MINH DUC NGUYEN - Processus local de destruction des (.9.L NANDAM riov) (.0) RNESSUEIM

du béton par injection - examen de deux cas particuliers MAYER (A.), CARON (C.) - Note technique : la réparation portement du remblai expérimental B de Cubzac-les-MAGNAN (J.-P.), MIEUSSENS (C.), QUEYROI (D.) - Com-7.q - C °n... seupisyhdoég sebohtém seb nsq senisnei LAGABRIELLE (R.), TAR (M.) - Détection des cavités sou-(.M NOJUOB Tiov) (.9) YAAO3

DESRUES (J.) (voir BOULON M.)

costAZ (J.) - Barrage de Diama - les remblais d'essais СА на "оп. ..... (.А НЭҮАМ ліоу) (.О) ИОНАО

(.M) RELATION (NOIR MORGENTHALER (M.)

nègatif .....n° 5 - p. 13 pieux tassements sous charge de service, frottement BOULON (M.), DESRUES (J.), FORAY (P.) - Calcul des d. Esquisse sismo-tectonique de Provence , nº 4 - p. 73 : nueinégni'l eb eigoloég al à noitoetébélét al eb te WEECKSTEEN (G.) - Application de la photo-interprétation

phie géotechnique à petite échelle ....... nº 4 - p. 73 b. Exemple d'utilisation de la photogéologie en cartograla télédétection à la géologie de l'ingénieur :

vYAIN (R.) - Applications de la photo-interprétation et de c. Problème posé par la fondation du barrage de l'Arnon : nueinegni'l eb elgoloeg al a noitoetebélet al eb

SCANNIC (J-Y.) - Applications de la photo-interprétation et RICHARD (R.) (voir GALMIER D.)

d - ↓ ∘n.....nº 4 - p. 25 RECORDON (E.) - Comportement réel et théorique de quelKANANYAN (A.S.), NIKITENKO (M.I.), SOBOLEVSKY (Y.A.), SUKHODOEV (V.N.) -

KUSABUKA (M.) (voir FUJITA K.)

LACOUR (J.) (voir BUSTAMANTE M.)

LITTLEJOHN (G.S.), BRUCE (D.A.), DEPPNER (W.) - Anchor field tests in carboniferous strata

LUONG (M.P.) (voir HABIB P.)

MASTRANTUONO (C.), TOMOLIO (A.) - First application of a totally protected anchorage .....nº 3 - p. 107

MAZURKIEWICZ (B.K.), NAJDER (T.) - Contribution to loading test procedure of ground anchors ... nº 3 - p. 87 NAJDER )(T) (voir MAZURKIEWICZ B.K.) NIKITENKO (M.I.) (voir KANANYAN A.S.) OSTERMAYER (H.), SCHEELE (F.) - Research on ground anchors in non-cohesive soils .....nº 3 - p. 92 POPESCU (M.), IONESCU (C.) - Non linear analysis of the anchor-ground-wall-system .....nº 3 - p. 98 SAPIO (G.) (voir EVANGELISTA A.) SCHEELE (F.) (voir OSTERMAYER H.) SOBOLEVSKY (Y.A.) (voir KANANYAN A.S.) SUKHODOEV (V.N.) (voir KANANYAN A.S.) TCHENG (Y.) (voir HABIB P.) TOMOLIO (A.) (voir MASTRANTUONO C.) UEDA (K.) (voir FUJITA K.) WERNICK (E.) - Stresses and strains on the surface of anchors .....nº 3 - p. 113 YEN (B.C.), YOUNG (S.J.) - Long term anchor holding capacity in suturated clays .....nº 3 - p. 120

YOUNG (S.J.) (voir YEN B.C.)

**REVUE FRANÇAISE DE GEOTECHNIQUE NUMERO 7** 



Imprimerie Couilleaux Le Mans – Directeur de la publication E. Absi – Commission paritaire nº60855

