Sommaire

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 122
1er trimestre 2008

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans chaque numéro, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités **(www.geotechnique.org)**.

REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

Directeur de publication : Bernard GAMBINI

Rédacteur en chef : Philippe MESTAT (LCPC)

Co-rédacteurs en chef : Denis FABRE (CNAM), Frédéric PELLET (univ. Joseph-Fourier)

Revue trimestrielle

Abonnement 2008 (numéros 122 à 125) franco : 135 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

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

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées
28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris – Tél. : 01 44 58 27 40 – presses.ponts@mail.enpc.fr

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 110267. Dépôt légal : juillet 2008

ISSN 0181 — 0529

Contribution de la tension superficielle à la résistance des matériaux poreux saturés

P. HABIB
Laboratoire de mécanique des solides
École polytechnique
91128 Palaiseau Cedex

P. DUFFAUT
Ingénieur conseil
130, rue de Rennes
75006 Paris

Résumé

Lorsque des roches ou des sols saturés se dessèchent, des ménisques de plus en plus concaves se forment à leurs surfaces avant la désaturation. Ils induisent une dépression capillaire qui agit sur le squelette solide comme une pression extérieure. De ce confinement, il résulte une augmentation de la résistance qu'on peut évaluer à partir des dimensions des pores, et que l'on peut mesurer en comparant les résultats d'essais de compression simple ou de poinçonnement dans l'air ou dans l'eau. Des exemples sont donnés pour divers matériaux. Quelques importantes conséquences pratiques qui en découlent sont commentées.

Mots-clés : tension superficielle, sables, roches, résistance.

Surface tension effect on saturated porous materials strength

Abstract

When saturated rocks or soils are drying more and more concave meniscii appear on their surfaces. This induces a capillary negative pore pressure that applies on the soil skeleton and that induces an increase of the strength. It is possible to estimate it provided we know the pores sizes and by comparing the results of tests (simple compression or punching) on specimens at the same water content tested either in the air of after soaking. Examples are given with different materials. Some practical consequences are commented.

Key words: capillarity, sand, rock, strength.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

1

Introduction

D'une façon générale, dans les travaux de génie civil ou de génie minier, les effets de la gravité sont beaucoup plus importants que ceux de la capillarité. Cependant, le magistral traité de D'Arcy Thomson (1961) a ouvert des perspectives intéressantes dans le domaine du minuscule, en particulier dans les sciences du vivant, en montrant que certains développements étaient guidés par les effets de la tension superficielle. Or, dans les sols, il existe des particules très petites et des interstices plus petits encore dont les dimensions sont de l'ordre du nanomètre. On peut donc penser à une influence de la tension superficielle du fluide interstitiel. Il en est de même dans les roches, mais c'est un peu moins simple car alors il faut distinguer la porosité de fissures et celle des pores. Ces aspects ont été négligés en géotechnique et le but de cet article est de tenter d'examiner plus à fond quelques-uns des effets de la capillarité sur la résistance des sols et des roches.

On examinera d'abord les problèmes liés à l'augmentation de la résistance pendant le séchage des matériaux saturés par différentes voies expérimentales sur plusieurs matériaux, puis on tentera de généraliser les effets correspondant à divers problèmes de géotechnique.

2

Première partie : études expérimentales

2.1

Principe

Lorsqu'un matériau poreux saturé est soumis à un essai dans une ambiance atmosphérique sèche, l'évaporation d'une quantité minime d'eau fait apparaître des ménisques concaves à sa surface. L'eau interstitielle est alors en dépression et cette dépression est équilibrée par une contrainte uniforme égale et de signe contraire sur le squelette minéral, ce qui accroît sa résistance, un peu comme du café sous vide dans un emballage étanche qui paraît dur comme une brique alors que ce n'est qu'un ensemble de grains sans cohésion.

Pour un matériau de Coulomb d'angle de frottement interne φ' la résistance apparente est donc composée de deux termes : sa résistance propre et l'augmentation de résistance due à ce confinement superficiel.

Si l'on supprime ce confinement, par exemple en immergeant les éprouvettes d'essai dans de l'eau, ce qui efface tous les ménisques, on fait disparaître le deuxième terme et il ne reste que le premier, d'où une apparente diminution de résistance. Des essais ayant pour but de mettre en évidence cette diminution de résistance ont été faits sur différents matériaux qui ont été examinés au moyen d'essais de compression simple et d'essais de poinçonnement.

2.2

Modèles et modes de calcul

La figure 1 représente le modèle de corps poreux saturé retenu pour cette étude. C'est une image simple mais qui doit être conçue en trois dimensions. Le réseau des vides est constitué de nombreux chemins et n'est pas un simple assemblage de tubes capillaires. En surface il apparaît des ménisques de plus en plus creux lorsque l'évaporation se produit. Le plus gros trou est « fermé » par un ménisque de rayon de courbure R auquel est associée une dépression capillaire (– s) dont la valeur est $|s| = 2T \cos \theta/R$ (T étant la tension superficielle du liquide interstitiel, généralement de l'eau pour laquelle T = 75 mN/m, et $\cos \theta = 1$ pour l'interface eau/air).

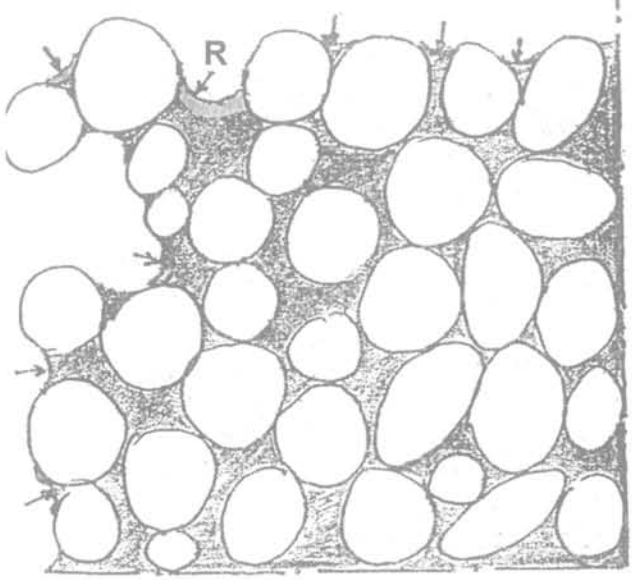

FIG. 1 **Modèle du milieu poreux.**
Porous materials model.

Comme tous les vides sont interconnectés la dépression est la même dans tout le corps. Les ménisques à la surface du matériau ont donc tous le même rayon de courbure R ; mais comme les trous sont petits, ils ont des surfaces plus petites que celle du plus gros trou qui définit R. La dépression se traduit donc par une contrainte de compression (+ s) appliquée sur le squelette solide.

Si le matériau n'a pas de cohésion (comme un sable), l'apparition d'une cohésion, comme celle d'un pâté de sable humide, peut se calculer à partir du cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque, passant par le point d'abscisse s et dont la contrainte majeure est σ_1 (Fig. 2a). On a $\sigma_1 = s \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$.

Si le corps possède une cohésion c avec $H = c/\tan\varphi$ la résistance à la compression simple R_c est donnée par $H + R_c = H \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$ ou $R_c = [\tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)] - 1]$. H. Si une étreinte capillaire s existe, la contrainte maximale σ_1 augmente et l'on a (Fig. 2b) :

$$\sigma_1 = (H + s) \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2) - H = R_c + s \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$$

d'où $d\sigma_1/ds = \tan^2 (\pi/4+\varphi/2)$. Un observateur non averti peut croire que σ_1 représente la résistance apparente à la compression simple du matériau. Mais ce n'est pas exact car la contrainte principale contient s puisque la

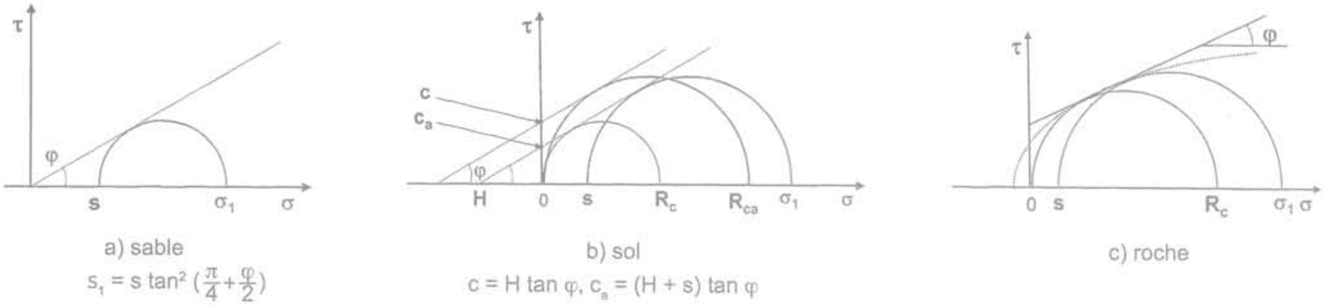

FIG. 2 **Comportement de divers matériaux.**
Strength test on various materials.

dépression capillaire s'exerce aussi sur les bases des éprouvettes. Il faut donc faire simplement une translation du cercle de Mohr de rupture de s vers la gauche. La résistance apparente à la compression simple est alors :

$$R_{ca} = \sigma_1 - s = (H + s)\,[\tan^2(\pi/4 + \varphi/2) - 1] \quad (1)$$

et la cohésion apparente c_a est :

$$c_a = (H + s)\tan\varphi. \quad (2)$$

Si la courbe intrinsèque n'est pas une droite mais une courbe parabolique (Fig. 2c), il suffit de remplacer la droite de Coulomb par la tangente aux deux cercles de Mohr ultime de la résistance à la compression simple et de la résistance triaxiale sous la pression de confinements.

Dans certains cas, les essais de compression simple ne sont pas très intéressants : par exemple, si la cohésion est très petite ou s'il existe une dispersion expérimentale forte. Il peut alors être utile d'étudier la variation de résistance des matériaux au moyen d'essais de poinçonnement. Pour les roches, on simplifie le plus souvent la formule générale classique de Terzaghi pour la portance, qu'on trouve par exemple dans Habib (1997a) :

$$q = 0{,}7\,\gamma B\,N_\gamma/2 + \gamma D\,N_q + 1{,}25\,c\,N_c \quad (3)$$

(γ poids volumique ; B diamètre du poinçon circulaire ; D profondeur d'enfoncement du poinçon ; c cohésion ; N_γ terme de surface ; N_q terme de profondeur ; N_c terme de cohésion. N_γ, N_q, N_c résultant du mécanisme plastique de Prandtl sont des fonctions tabulées de φ). Pour des roches un peu dures et des poinçons petits, on peut négliger les deux premiers termes et conserver simplement $q = 1{,}25\,c\,N_c$.

Le principe du calcul est le même que pour la compression simple. La résistance au poinçonnement q peut se décomposer en deux termes : la résistance propre du matériau notée $q_p = 1{,}25\,c\,N_c$ et l'effet de la pression de confinement s. Celle-ci agit comme une étreinte générale (Fig. 3), et d'après le théorème des états correspondants (Caquot, 1934) elle est équivalente à une cohésion $c_a = s\tan\varphi$.

La contrainte de poinçonnement associée à cette cohésion est donc :

$$q_s = 1{,}25\,c_a\,N_c = 1{,}25\,s\tan\varphi\,N_c \quad (4)$$

Or $N_c = \dfrac{N_q - 1}{\tan\varphi}$ (Caquot et Kerisel, 1966) et

comme le terme de profondeur $\gamma D N_q$ n'est pas majoré par un coefficient et vaut $N_q = e^{\pi\tan\varphi}.\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ il vient :

$$q_s = 1{,}25\,s\left[\tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right) - 1\right] \quad (5)$$

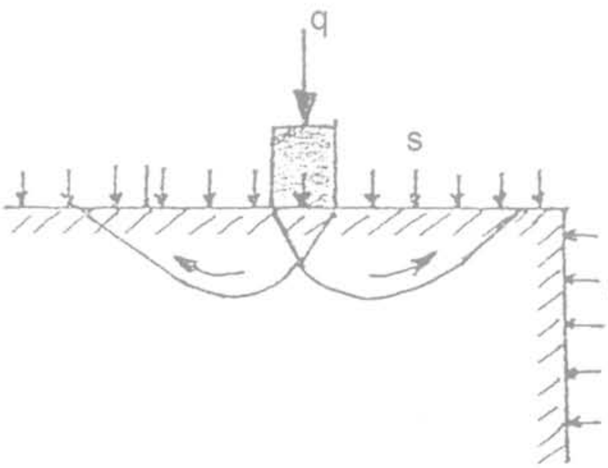

FIG. 3 **Poinçonnement.**
Punching test.

C'est l'augmentation de la résistance due à la dépression d'origine capillaire.

La résistance au poinçonnement lors de l'essai de poinçonnement en condition atmosphérique sèche est donc :

$$q = q_p + q_s = 1{,}25\,c\,N_c + s\,[\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)\,e^{\pi\tan\varphi} - 1] \quad (6)$$

Pour simplifier on suppose que q_p et q sont suffisamment voisins pour que l'on puisse admettre que φ et c ont les mêmes valeurs pour le choix de N_c et pour le calcul de q_u.

2.3

Étude expérimentale

Des essais ont été effectués sur deux sables sans cohésion : le premier était un sable bien calibré de grain moyen 0,5 mm, le second un sable de grain moyen environ 10 fois plus petit. Ensuite des essais ont été faits sur de la craie blanche qui est un matériau poreux à grains très fins remarquablement homogène. Enfin, des essais ont été faits sur un calcaire poreux à grains plus grossiers et contenant des oolithes. En compression simple ou pour le poinçonnement des sables, on peut admettre pour tous ces matériaux un angle de frottement interne de l'ordre de 30 à 35 degrés.

2.3.1

Les sables

2.3.1.1

Sable bien calibré

Il s'agit d'un sable de grain moyen 0,5 mm, de grains extrêmes 0,3 et 0,8 mm. La distribution granulométrique est donnée sur la figure 4. Comme il est très difficile de réaliser des éprouvettes de sable saturé, on a procédé à des essais de poinçonnement en mesurant la portance q pour évaluer la cohésion c. D'après l'équation (3) on a :

$$q = 0{,}7\,\gamma B\, N_\gamma/2 + \gamma D\, N_q + 1{,}25\, c\, N_c$$

La densité du sable étant prise comme étant égale à 1 pour le sable immergé et à 2 pour le sable à l'air libre.

Les fonctions de φ, N_γ, N_q et N_c valent pour φ = 30 degrés : $N_\gamma = 20$; $N_q = 23$; $N_c = 37$ et pour φ = 35 degrés : $N_\gamma = 44$; $N_q = 44$; $N_c = 60$.

La portance d'une petite surface sur un sable pur est toujours très faible, aussi ne peut-on pas négliger le terme de surface $\gamma B N_\gamma/2$ lorsque B est supérieur à 1 cm, ni le terme de profondeur $\gamma D N_q$, lorsque D est supérieur à 1 cm.

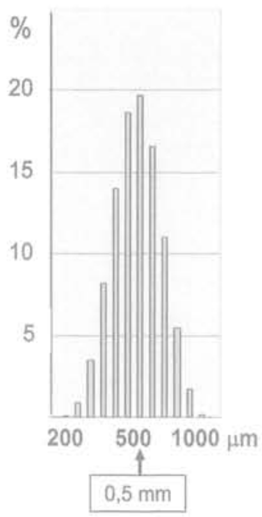

FIG. 4 **Sable bien calibré.**
Uniformly graded sand.

2.3.1.2

Sable bien calibré immergé

Poinçon : B = 3,5 cm ; S = 9,6 cm² ; D = 0,5 cm ; F = 8 N ; q = 8,33 kPa.

La formule (3) donne

{si φ = 30 degrés : c = 102 Pa

{si φ = 35° degrés : c = 10 Pa

(Ces très faibles valeurs de la cohésion sont parfois appelées « cohésion d'enchevêtrement ». Mais il faut bien admettre que la cohésion du sable est nulle et, d'ailleurs, on sait bien que le pâté de sable immergé dans l'eau s'effondre.)

2.3.1.3

Sable bien calibré saturé et hors d'eau

Poinçon B = 1,12 cm ; S = 1 cm² ; D = 1 cm ; F = 10 N ; q = 100 kPa.

La formule (3) donne

{si φ = 30 degrés : c = 2,0 kPa

{si φ = 35 degrés : c = 1,2 kPa

La cohésion apparente moyenne du sable bien calibré hors d'eau est donc de l'ordre de 1,6 kPa.

2.3.1.4

Sable très fin

Ce sable très fin est en fait une farine minérale de grain moyen 0,04 mm mais de granulométrie étalée, aux extrêmes 0,004 mm et 0,09 mm. La distribution granulométrique est donnée sur la figure 5.

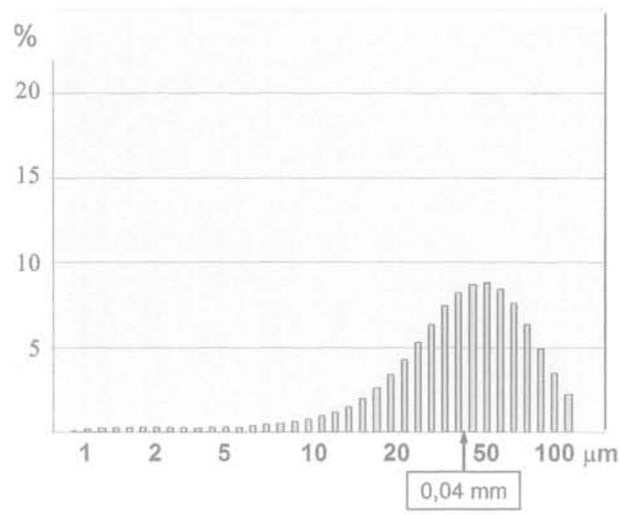

FIG. 5 **Sable très fin.**
Very fine-grained sand.

2.3.1.5

Sable très fin immergé

Poinçon : B = 1,12 cm ; S = 1 cm² ; D = 1 cm ; F = 1 N ; q = 10 kPa.

(En chargement statique d'une certaine durée le poinçon s'enfonce lentement sous F_u = 1 N. En chargement rapide, la force ultime dépend de la vitesse de poinçonnement à cause de la dilatance du sable et de la dissipation lente de la dépression interstitielle liée à la très faible perméabilité du sable.)

La formule (3) donne

{si φ = 30 degrés : c = 149 Pa

{si φ = 35 degrés : c = 52 Pa

(Même remarque que pour le sable précédent : il faut admettre que la cohésion de ce sable très fin sec ou immergé est nulle.)

2.3.1.6

Sable très fin saturé et hors d'eau

Le sable très fin saturé et hors d'eau paraît très résistant. Aussi est-il nécessaire de prendre un poinçon de plus petit diamètre.

Poinçon : B = 0,45 cm ; S = 0,16 cm^2 ; D = 2 cm ; F = 110 N ; q = 6,9 MPa.

La formule (3) donne

$$\begin{cases} \text{si } \varphi = 30° : c = 148 \text{ kPa} \\ \text{si } \varphi = 35° : c = 91 \text{ kPa} \end{cases}$$

La cohésion « apparente » moyenne du sable très fin hors d'eau est donc de l'ordre de 120 kPa. Elle est 75 fois plus forte que celle du sable bien calibré précédent saturé et hors d'eau.

2.3.1.7

Retour sur la dépression capillaire

Pour un sable bien calibré, on admet que le diamètre des « trous » entre les grains a pour « rayon » le cinquième du rayon des grains soit pour le premier exemple R = 0,005 cm. La dépression capillaire correspondant à un tel ménisque, d'après la formule de Jurin, est :

$$s = \frac{2T}{R} = \frac{150\text{mN/m}}{5 \cdot 10^{-5}\text{cm}} = 3 \text{ kPa}$$

Pour un sable à granulométrie continue, la valeur précédente pour R est évidemment beaucoup plus petite, peut-être le vingtième du rayon du grain moyen (ou, par exemple, le cinquième du rayon maximal des grains représentant le décile inférieur de la granulométrie). La dépression capillaire serait alors s = 150 kPa c'est-à-dire *50 fois plus grande que la précédente* : c'est bien l'ordre de grandeur du rapport des cohésions apparentes des deux sables saturés lorsqu'ils sont poinçonnés à l'air libre.

2.3.2

La craie

2.3.2.1

Compression simple

Il s'agit d'une craie blanche de l'étage géologique du Sénonien. C'est un matériau remarquablement homogène dont le grain est très fin et dont la résistance à la compression présente, en général, très peu de dispersion. Deux essais de compression simple ont été effectués à vitesse de déplacement constante sur deux éprouvettes de 36 mm de diamètre et de 8 cm de hauteur, immergées sous vide pendant 48 h.

La première a été écrasée dans l'eau ; la seconde a été séchée en surface avec du papier buvard puis écrasée à l'air libre. La résistance de la première a été de 4,22 MPa et celle de la seconde de 4,62 MPa soit 9 % de plus que la première. Le module d'élasticité correspondant à la partie linéaire au cours du chargement avant la rupture était E = 1 140 MPa pour la craie immergée et E = 1 580 MPa pour la craie à l'air libre.

La résistance à la compression simple de la craie immergée est directement proportionnelle à la cohésion : $R_c \tan\varphi/[\tan^2(\pi/4 + \varphi/2) - 1] = c$; d'où c = 1,22 MPa pour φ = 30 degrés et c = 1,10 MPa pour φ = 35 degrés.

La cohésion est de l'ordre de 1,16 MPa.

2.3.2.2

Poinçonnement

Des essais de poinçonnement à vitesse constante d'enfoncement avec une bille de Brinell de 6 mm de diamètre ont ensuite été faits sur deux génératrices d'une troisième éprouvette saturée identique, d'abord en situation immergée puis en situation séchée en surface avec du papier buvard et à l'air libre. Dans de telles conditions la formule de la portance se réduit au seul terme de cohésion $q_u = 1{,}25\ c\ N_c$, les deux autres termes étant insignifiants. A la rupture le diamètre de l'empreinte de la bille était de 3,45 mm. Les essais ont été réalisés à une vitesse constante relativement lente, ce qui permet de supposer que les conditions étaient drainées, compte tenu du petit volume du domaine sollicité.

Les forces de poinçonnement ont été les suivantes :

– éprouvette immergée (deux essais) :

F = 170 N et 250 N (moyenne 210 N) ; (q = 22,5 MPa) (Fig. 6) d'où $c = q_u/(1{,}25.N_c)$ = 0,48 MPa si φ = 30 degrés et c = 0,3 MPa si φ = 35 degrés ;

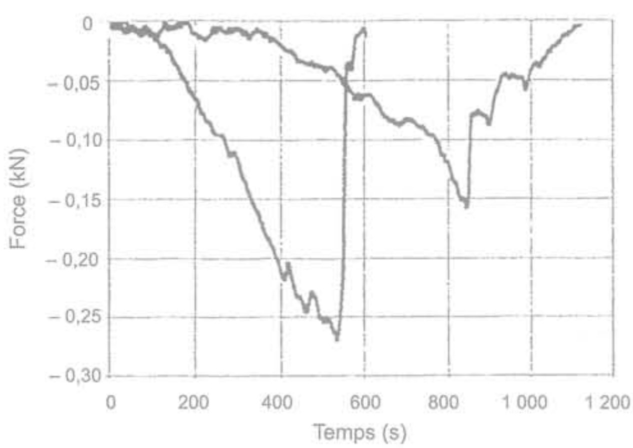

FIG. 6 **Poinçonnement immergé sur de la craie saturée (deux essais).**
Punching test on a saturated chalk (in water).

– éprouvettes saturées et essayées hors d'eau (Fig. 7) :

F = 280 N et 320 N (moyenne 300 N) ; (q = 32 MPa).

Cet essai permet de calculer s :

$$q = q_p + q_s \text{ d'où } q_s = q - q_p = (32 - 22{,}5) \text{ MPa} = 9{,}5 \text{ MPa}$$
$$= s\,[\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)\, e^{\pi \tan\varphi} - 1]$$
$$s = 9{,}5/[\tan^2(\pi/4 + \varphi/2)\, e^{\pi \tan\varphi} - 1]$$

Mais quelle est la valeur de φ ? Il faut admettre une valeur plus petite qu'en compression simple pour une courbe intrinsèque d'allure parabolique comme celle de la craie ; en adoptant φ = 16 degrés (soit N_c = 15), il vient : s = 3,19 MPa d'où, enfin, c = s tan φ = 3,19 . 0,29 = *0,93 MPa*

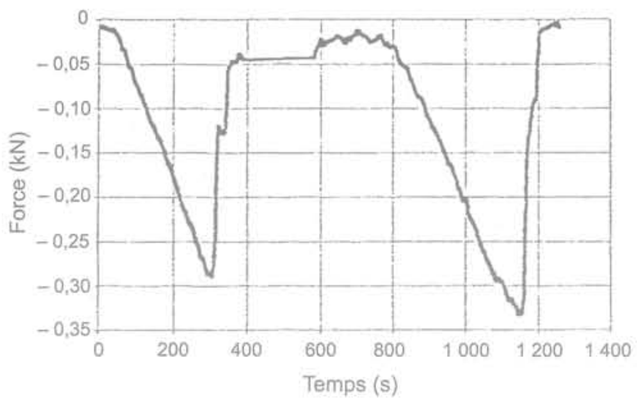

FIG. 7 **Poinçonnement sur de la craie saturée et hors d'eau (deux essais).**
Punching test on a saturated chalk (in dry air).

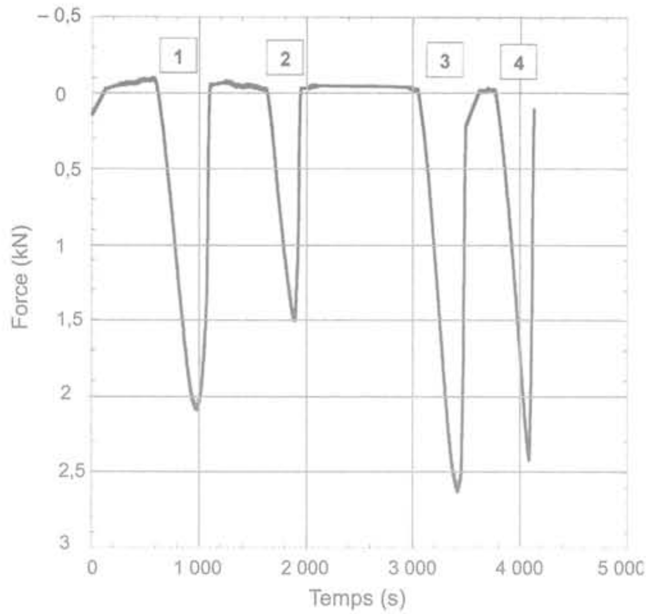

FIG. 8 **Poinçonnements sur un calcaire poreux: 1 et 2: éprouvettes immergées; 3 et 4 : éprouvettes saturées et hors d'eau.**
Punching test on a saturated porous limestone: 1 & 2 in water; 3 & 4 in dry air.

valeur voisine de celles évaluées ci-dessus à partir d'un essai en compression simple sur une éprouvette immergée.

2.3.3

Un calcaire poreux à oolithes

N'ayant qu'un petit nombre d'échantillons et dont les lieux de prélèvement n'étaient certainement pas les mêmes, il n'a pas été possible de comparer des résistances à la compression simple par crainte de la dispersion des résultats. On a donc utilisé seulement la méthode indirecte en effectuant des essais de poinçonnement à vitesse constante sur les génératrices d'une seule et même éprouvette (∅ = 70 mm) saturée sous vide pendant 4 jours et en utilisant le même protocole expérimental que pour la craie.

Les essais ont été faits dans l'ordre chronologique suivant : essais 1 et 2 sur l'éprouvette immergée ; essais 3 et 4 sur l'éprouvette, sèche en surface et à l'air libre. Après la rupture le diamètre de l'empreinte était de 3,3 mm pour les essais immergés. Voici les résultats :

Essais 1 : F = 2,093 kN q = 24 MPa
2 : F = 1,500 kN q = 17 MPa

Il s'est produit un certain endommagement de l'éprouvette malgré sa dimension et la qualité de son appui sur une gouttière en V, avec formation de fissures autour de l'écaille près du point de contact avec le poinçon. En particulier l'essai 2 peut être éliminé, à notre avis, car la figure de rupture était assez proche des fissures engendrées par le premier essai.

Pour les essais hors d'eau :

Essais 3 : F = 2,624 kN q = 31 MPa
4 : F = 2,417 kN q = 28 MPa

soit en moyenne 2,5 kN et q = 29,5 MPa (Fig. 8).

Les essais à l'air libre donnent à nouveau des résultats plus élevés de 19 % que ceux en condition d'immersion. Ces valeurs de poinçonnement sont du même ordre de grandeur que celles obtenues pour la craie, alors que la résistance à la compression simple du calcaire est de l'ordre de 10 MPa (qui n'a pas été mesurée ici) était à l'évidence beaucoup plus grande que celle de la craie.

3

Deuxième partie

3.1

Discussion

Il est difficile de rapprocher les cohésions d'après poinçonnement des cohésions d'après compression simple du fait des différences entre les conditions d'essais. Il y a d'une part un effet d'échelle : le volume affecté par le poinçon est inférieur au cm³, celui de l'éprouvette de craie est de 80 cm³ ; d'autre part, le niveau de contrainte moyenne est très différent (on n'est pas du tout dans les mêmes domaines de contraintes moyennes sur la courbe intrinsèque). Enfin la mesure du diamètre de l'empreinte sous la bille n'est pas très précise ce qui altère la précision sur q_u.

Les diagrammes présentant les distributions des dimensions des pores mesurées par la méthode du porosimètre à mercure sur différents échantillons de calcaire indiquent que les rayons R des plus gros pores sont compris entre 0,2 et 0,5 μm d'où :

s = 0,75 MPa, si R = 0,2 μm
et s = 0,3 MPa, si R = 0,5 μm.

On montre facilement (Fig. 2) que la diminution du confinement $s = \Delta\sigma_3$ entraîne une diminution du diamètre du cercle de Mohr représentant la résistance :

$$\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_3 \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) = s \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

Mais à nouveau quelle est la valeur de φ? Les mesures faites à l'appareil triaxial et sous pression de confinement modérée donnent des valeurs de 45 à 50 degrés qui sont vraiment très élevées et qui sont évidemment dues au choix d'une loi de Coulomb linéaire $\tau = c + \sigma \tan\varphi$. En réalité la relation entre τ et σ est certainement parabolique et comme la résistance à la compression simple du calcaire est plus élevée que celle de la craie il serait normal de choisir un angle φ plus petit, par exemple de l'ordre de 12 degrés.

On peut tenter d'évaluer la perte de résistance à la compression simple en cas de mouillage de la surface d'une éprouvette. Pour φ =12 degrés, on a :

$$\Delta\sigma_1 = s \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) - s = 0{,}52\ s$$

Ceci revient pour l'équilibre général à retirer 0,52 s de la contrainte σ_1. La diminution de résistance à la compression simple est donc comprise entre 0,4 et 0,16 MPa (à cause de l'imprécision sur le rayon maximal des pores du calcaire) soit une diminution de l'ordre de 3 % par rapport à la valeur estimée de 10 MPa. Cet ordre de grandeur paraît vraisemblable mais il paraît à la limite de ce que l'on peut déceler par des mesures de résistance.

Mais peut-on utiliser directement ces résultats dans un contexte de Mécanique des Roches ?

On est évidemment loin d'une certitude complète pour plusieurs raisons :

- il y a d'abord le faible nombre d'essais réalisés pour des expériences dont on connaît par ailleurs la grande dispersion expérimentale. On a vu aussi l'influence de l'angle de frottement interne φ, angle qui a été estimé d'une façon raisonnable, mais qui n'a pas été mesuré dans la présente étude ni pour la craie, ni pour le calcaire ;
- ensuite les essais n'ont été faits que sur deux sables et sur deux matériaux rocheux. Ce n'est pas un nombre suffisant de roches pour préciser le rôle de la fissuration et celui de la porosité : il paraît évident que l'effet du mouillage serait nul sur une éprouvette de verre. Il faut préciser aussi le rôle de la dilatance et de la perméabilité ;
- il y a l'effet d'échelle, déjà signalé entre un essai de compression simple sur une petite éprouvette et un essai de poinçonnement, mais aussi entre la résistance à long terme d'une éprouvette, même de 0,5 dm^3, et celle d'une grande masse rocheuse. En effet la dilatance, qui provoque un appel d'eau, donc une dépression de l'eau interstitielle, et la perméabilité, qui ralentit le transfert d'eau, peuvent avoir une grande importance pour soutenir les ménisques à la surface de volume aussi différents.

Par contre, comme on le verra plus loin, en mécanique des sols il y a des développements importants.

L'effet de la dépression capillaire engendrant une contrainte de compression sur un squelette minéral a été cité au moins une fois à propos d'un autre phénomène, celui du retrait du béton pendant la prise (Acker, 2001). Les contraintes agissant sur les contacts entre les grains de ciment en cours de cristallisation engendrent une petite contraction pendant la prise du béton et ce retrait peut provoquer une fissuration du béton. Ultérieurement lorsque la prise du béton est terminée, lorsque les grains de ciment sont soudés, le squelette solide ne peut plus se déformer et le retrait cesse. Pour éviter ce phénomène désagréable, le remède classique est d'arroser le béton en cours de prise, *c'est-à-dire de supprimer le film de tension superficielle*.

Dans un domaine un peu différent, C. Schroeder (communication personnelle) à l'université de Liège a examiné et modélisé les effets capillaires et la succion provoquant la compaction des réservoirs d'huile ou de gaz dans les gisements d'hydrocarbures et qui peuvent provoquer le phénomène de subsidence.

Il est certain d'après nos premiers essais que ce phénomène existe pour les sols et pour les roches. Il est évident pour les sables et la justification physique qu'on en a donné ici s'applique aussi pour des matériaux cohérents comme des roches poreuses.

3.2

Applications

A notre connaissance, le phénomène de la diminution de résistance d'une roche saturée immergée par rapport à la même roche saturée mais essayée dans l'air n'a jamais été signalé. Dans les mêmes conditions pour les sols, il y a peu de références, principalement sur les argiles (Skempton *et al.*, 1954; Bishop *et al.*, 1975). Il faut dire que les conditions expérimentales de l'immersion n'ont aucune raison d'être pratiquées en laboratoire car elles ne correspondent pas à des problèmes habituels. D'autre part, la dispersion naturelle de la résistance des sols et des roches est suffisante pour masquer l'influence de la tension superficielle. Et puis il n'est pas toujours prudent de compter sur l'amélioration de la résistance apportée par la cohésion engendrée par des effets de tension superficielle. Par exemple, un mouillage accidentel comme celui provoqué par un robinet mal fermé est suffisant pour faire disparaître ces effets bénéfiques. D'ailleurs, cela s'est sans doute produit au cours d'inondations naturelles où l'on a vu parfois des défaillances de fondation se produire (comme, par exemple, en 2001, dans la Somme).

Réciproquement des essais dits de chargement à la plaque, qui sont effectués *in situ* à la surface du sol pour tester un site, ne sont-ils pas dangereusement optimistes ? En général ces essais sont réalisés sur une surface décapée horizontalement et à peu près sèche, la nappe phréatique étant à une certaine distance en profondeur. Si les phénomènes capillaires sont en situation de créer un confinement, donc une augmentation de raideur ou de résistance, il y aura un effet dans la détermination de la déformabilité ou de la résistance au poinçonnement du sol sous la plaque, et ces informations peuvent être dangereuses en cas de submersion (en plus de la classique diminution du poids volumique du sol déjaugé par la poussée d'Archimède).

De même, pour les essais de pénétration ou de dilatométrie en forage, ou pour des essais au fond d'un puits, il faut être prudent au-dessus de la nappe ou près de la surface du sol où des effets capillaires peuvent exister, par exemple en augmentant fictivement la profondeur de l'endroit où l'essai a été fait, pour interpréter l'essai en tenant compte de la dépression capillaire agissant comme une surcharge. Cette situation est évidemment complexe. La figure 9, par exemple, représente une couche de sable grossier recouvrant une couche de silt, dont les grains sont beaucoup plus petits que ceux du sable. Si le toit de la nappe se trouve dans le sable grossier, l'augmentation de cohésion est insignifiante. Si le silt est saturé et si le toit de la nappe se trouve à la profondeur H sous les sables grossiers, il y a un confinement H des silts : deux situations mécaniquement très différentes.

Évidemment, même dans un sol homogène, dans la frange capillaire, au-dessus du niveau de la nappe, la situation est mécaniquement beaucoup moins simple (cf. Fredlund *et al.*, 1993).

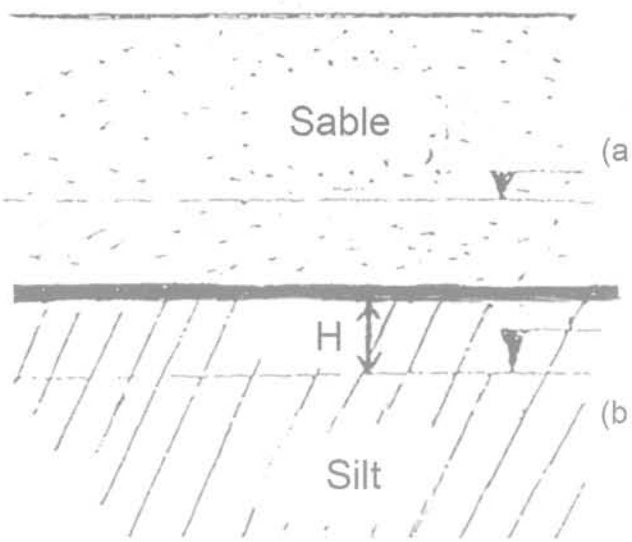

FIG. 9 **Une couche de sable sur une couche de silt: a) la nappe est dans le sable ; b) la nappe est dans le silt.**
A sand layer above a silt layer: a) the water level is in the sand; b) the water level is in the silt.

Ainsi, dans le milieu non saturé, la phase liquide peut être continue depuis la nappe : c'est ce qui se produit, par exemple, dans un siphon capillaire ou au cours de l'ascension de l'eau dans un milieu sec. De même, la phase gazeuse peut être continue et communiquer avec l'atmosphère : c'est ce qui se produit dans un milieu initialement saturé lorsqu'on lui permet de s'égoutter gravitairement par sa base : l'eau qui sort par le bas est remplacée depuis la surface sous la forme de filets d'air plus ou moins maillés. Mais rien n'empêche d'ailleurs l'existence simultanée de phases liquides et gazeuses continues et enchevêtrées.

Réciproquement, il peut y avoir des phases liquides ou gazeuses discontinues : ainsi la goutte d'eau entre deux grains solides formant un col qui les attire (Fig. 10a) ou la bulle d'air coincée dans l'interstice entre 4 ou 5 grains (Fig. 10b). Mais, on peut aussi trouver des domaines limités où de l'air continu est emprisonné entre les grains et d'autres où de l'eau continue est accrochée au squelette solide, en somme des « superbulles » ou des « supergouttes ».

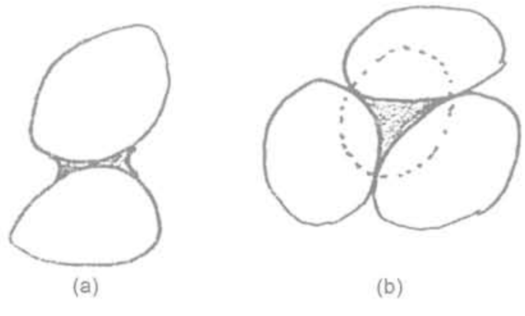

FIG. 10 **a) Une goutte isolée entre deux grains; b) Une bulle isolée entre trois grains.**
a) an isolated drop between two grains; b) an isolated bubble between four or five grains.

Mais dans la nature de telles structures ne sont pas permanentes, car il existe des mécanismes thermodynamiques lents, comme la dissolution des gaz de la bulle, ou des bulles, dans l'eau interstitielle (mais peut-être pas de tous les gaz ni de toutes les bulles et encore à des concentrations différentes). Il existe aussi des circulations d'eau en phase vapeur. Par exemple, en hiver, et depuis une profondeur d'une dizaine de mètres de la surface du sol, l'eau migre en phase vapeur vers la paroi froide pour se condenser vers la surface (et même pour former des lentilles de glace si le froid est suffisant). En été, un mouvement inverse se produit avec en plus une évaporation qui augmente la dessiccation proche de la surface. Et sans oublier le rôle de la pluie ni celui des activités biologiques.

Lorsque des gouttes ou des bulles, petites ou grandes, se sont formées les ménisques accrochés sur les grains engendrent des forces différentes. Par exemple, la surface de la goutte formant un col entre deux grains présente deux rayons de courbure de signes opposés ; par contre, la surface liquide du ménisque qui ferme l'extrémité d'un canalicule présente des rayons de courbure de même signe, ce qui augmente la dépression capillaire interstitielle correspondante.

Dans l'air la pression dans une bulle de rayon R est $p_0 = 4T/R$ car il y a deux interfaces eau-air. La pression dans une bulle dans l'eau est $p_1 = 2T/R$. Si on force dans l'eau une bulle à entrer dans un tube capillaire horizontal de rayon r plus petit que R, elle sera soumise à une pression beaucoup plus grande $p_2 = 2T/r$. Si r était très petit, cette pression pourrait écraser la bulle et la dissoudre dans l'eau du capillaire (ou même pourrait l'empêcher d'apparaître !). Si le tube horizontal est placé dans l'eau à la distance h de la surface de l'eau, il faut évidemment ajouter à p_2 la pression $\rho\, g\, h$.

Dans le sol c'est beaucoup moins simple car la porosité a des formes géométriques bien différentes de la simplicité des tubes capillaires. Ainsi, une bulle dont la forme est imposée dans un amas de grains sera cependant soumise à une certaine pression p_2 et si elle est située à l'altitude z au-dessus du niveau de la nappe, et s'il existe une pression interstitielle $-\rho\, g\, z$ elle viendra en diminution de p_2. Tout cela signifie que des bulles d'air incluses dans la frange capillaire sont sous pression (ce qui diminue la contrainte effective, donc la résistance au cisaillement). Cette pression diminue lorsqu'on s'élève au-dessus de la nappe, mais auprès de la nappe, les bulles sont suffisamment petites pour n'avoir qu'une très faible influence sur les contraintes effectives. C'est évidemment différent pour les gouttes d'eau séparées de la nappe : comme pour les pâtés de sable, elles sont simplement sous des dépressions capillaires fonction de la granulométrie et de la compacité du sol, ce qui augmente les contraintes intergranulaires, donc aussi la résistance au cisaillement dans les seuls domaines des « gouttes » d'eau.

En résumé, les « bulles » au-dessus de la nappe ne semblent pas avoir un grand effet sur la résistance des sols. Par contre, les « gouttes » au-dessus de la nappe augmentent d'autant plus la cohérence du sol qu'elles occupent de grands volumes, mais il ne faut pas oublier que cette cohésion nouvelle craint… l'augmentation de la teneur en eau.

La figure 11 représente la teneur en eau au-dessus de la nappe dans deux cas, soit lorsqu'un sol initialement saturé s'est égoutté par drainage (courbes de droite), soit lorsque le même sol initialement

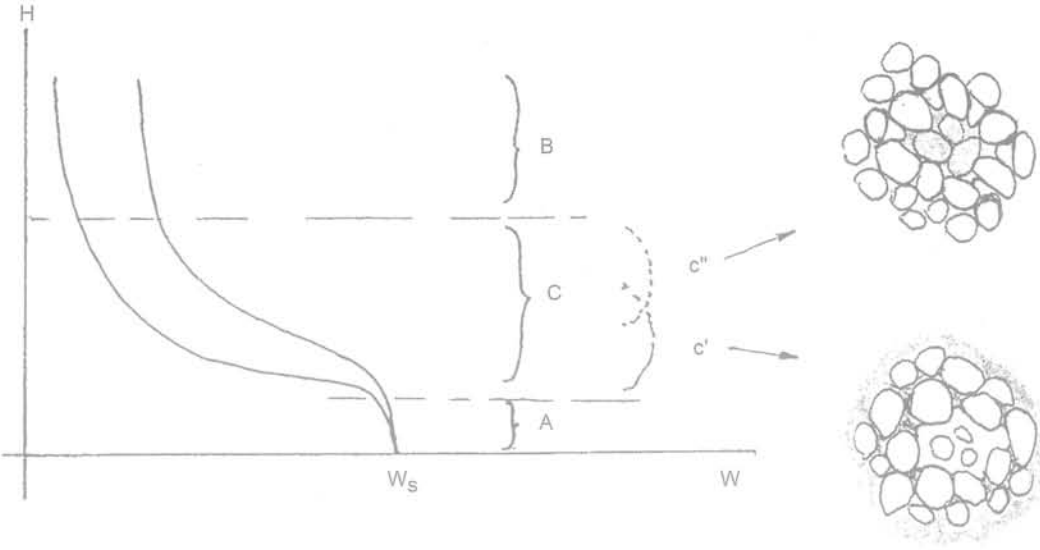

FIG. 11 **« Bulles » et « gouttes » dans la frange non saturée.**
« Bubbles » and « drops » in the unsaturated fringe.

sec s'est humidifié par ascension capillaire (courbe de gauche). L'intervalle entre ces deux courbes représente l'hystérésis entre ces types d'écoulement.

D'une façon générale, si les deux courbes de la figure 11 représentent les valeurs extrêmes de teneur en eau dans le sol en équilibre au-dessus de la nappe, bornées à gauche par la courbe des teneurs en eau en humidification (remontée capillaire), à droite par les teneurs en eau en drainage gravitaire, on peut diviser les altitudes en trois domaines. Dans le domaine (A) immédiatement au-dessus de la nappe, le sol est à peu près totalement saturé, la phase gazeuse est presque inexistante, constituée par de toutes petites bulles isolées. La phase liquide est continue. Dans le domaine (B), loin au-dessus de la nappe (à une hauteur d'autant plus grande que la granulométrie du sol contient des éléments fins), la phase gazeuse est continue et la phase liquide ne l'est pas. Les teneurs en eau y sont faibles et correspondent à des ménisques en anneaux autour des points de contact entre grains. On peut facilement évaluer un ordre de grandeur des forces entre deux grains (Habib, 1997b ; Habib, 1998).

Dans le domaine (C) les deux phases peuvent être continues ensemble mais avec des sous-domaines (C') et (C''), où l'on peut trouver soit en (C') des « bulles » de gaz continues dans la bulle, mais ne communiquant pas avec l'atmosphère, soit en (C'') des « gouttes » d'eau continue dans l'air mais ne communiquant pas avec la nappe. Ces formations dans les domaines (C') et (C'') dépendent de l'histoire des battements de la nappe et de l'hétérogénéité de la granulométrie des sols. Ce modèle est simpliste, mais il mérite d'être exploité. Comme les ménisques présentent une concavité orientée vers le liquide (C'' Fig. 11), le sol à l'intérieur des gouttes aura tendance à être comprimé et, par conséquent, à augmenter de résistance au cisaillement. Par contre, dans les bulles il y aura peut-être un certain relâchement entre les grains, les ménisques ayant tendance à s'infiltrer dans la bulle donc à faire pénétrer de l'eau dans les interstices entre les grains et cet envahissement augmentera la pression de l'air, ce qui d'une part, favorise la lente dissolution de certains gaz de l'air dans l'eau, mais pas de tous les gaz, et d'autre part, diminue les contraintes intergranulaires dans la bulle donc aussi la résistance au cisaillement.

Il faut répéter que ce modèle est tout à fait sommaire, en particulier parce qu'il ne tient pas compte de la dilatance et aussi parce qu'il ne souligne pas la différence entre les sols et les roches. Pour ces dernières, il est bien connu que la résistance à la compression simple est une fonction fortement décroissante pour les très faibles valeurs de la teneur en eau puis presque constante lorsqu'on approche de la saturation. Et, d'autre part, la porosité de fissure y joue un rôle plus important que la porosité de pores.

A la surface du sol un film d'eau, par exemple apporté par la pluie, correspond bien à l'arrosage des bétons frais. Il peut faire disparaître les ménisques donc la tension capillaire, ce qui fait perdre une partie de la résistance du sol. Il est probable que ce phénomène participe à la tenue verticale des parois d'une tranchée dans le sol, puis au risque d'affaissement si de l'eau apparaît au fond (par effondrement localisé aux pieds mouillés des deux parois de la tranchée). De même, certains glissements de terrains sont probablement liés aux mêmes mécanismes : augmentation du poids des terres et perte de la cohésion d'origine capillaire, donc diminution de la résistance près de la surface. Il en est de même pour l'apparition des fontis.

Il faut envisager le même phénomène en souterrain : une galerie dans un sable très fin, ou *a fortiori* dans un sol silteux ou dans une argilite, ou encore dans une marne dont la teneur en eau est inférieure à la limite de plasticité, peut présenter un excellent comportement en étant soutenu par une pression interstitielle négative s s'exerçant à sa surface et étant équivalente à une pression hydrostatique $s = c/\tan \varphi$.

Or, l'ordre de grandeur de s est 0,15 MPa pour un sable fin (c'est-à-dire l'équivalent de la contrainte normale apporté par un boulonnage !) et 3,2 MPa pour une craie. Négliger un tel « soutènement » au cours d'une inspection de la qualité apparente de l'équilibre de la galerie peut conduire à un optimisme déplacé pour le calcul du revêtement définitif, ou pour l'équilibre d'une cavité de forme différente, ou homothétique mais plus grande, ou encore pour des équilibres à long terme dans des configurations pouvant entraîner la disparition des ménisques.

4

Conclusion

Quelques essais relativement simples sur des sables et sur des calcaires poreux ont montré que la résistance d'éprouvettes saturées immergées dans de l'eau était moindre que celle d'éprouvettes essayées dans l'air. Il est raisonnable d'attribuer ce phénomène au confinement exercé par la tension capillaire des ménisques concaves situés à la surface des éprouvettes dans l'air (confinement qui évidemment disparaît lorsque les éprouvettes sont mises dans l'eau).

Les essais ont été réalisés avec des matériaux très perméables (des sables) ou avec des matériaux peu compressibles (des roches). De sorte que les équilibres de pressions interstitielles s'établissaient assez rapidement.

Il n'en serait probablement pas de même avec des volumes très grands ni avec des argiles qui mises dans l'eau auraient tendance à gonfler et où les équilibres seraient plus longs à atteindre. Le fait que le séchage de l'argile, qui provoque des retraits dont la compacité est plus grande avec de l'eau pure qu'avec de l'eau contenant un mouillant, montre que cette question mérite d'être étudiée ainsi que les conséquences pratiques qui peuvent en découler.

Bibliographie

Acker P. – *Université de tous les savoirs*. Tome V. « Qu'est-ce-que la technologie ? ». Yves Michaud (sous la dir. de), Paris, Odile Jacob, 2001.

Arcy Thomson (d') – *Forme et croissance*, 1961. Traduction française, Seuil-CNRS, 1994.

Bishop A.W., Kumapley N.K., El Ruwayih A. – The influence of pore-water tension on the strength of clay. *Ph. Tr. Royal Society London*, vol. 278, n° 1286, 1975, p. 511-554.

Caquot A. – *Équilibre des massifs à frottement interne*. Paris, Gauthier-Villars, 1934.

Caquot A., Kerisel J. – *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, 4e édition, 1966, p. 214 et 358.

Fredlung, Rahardjo – *Mechanics of unsaturated soils*, 1993.

Habib P. – *Génie géotechnique*. « Force portante des fondations », Paris, Ellipses, 1997a, p. 96-99.

Habib P. – *Génie géotechnique*. « Sols non saturés », Paris, Ellipses, 1997b, p. 40-44.

Habib P. – Rhéologie des assemblages de particules mouillées. *33e Colloque du Groupe français de rhéologie*, Biarritz, 1998.

Skempton A.W., Sowa V.A. – The behaviour of saturated clays during sampling and testing. *Géotechnique*, 13, n° 4, 1954, p. 269-290.

Comportement des sols fins compactés à l'humidification. Apport d'un modèle de microstructure

V. FERBER
J.-C. AURIOL
*Laboratoire central des ponts et chaussées
Route de Bouaye
BP 4129
44341 Bouguenais Cedex
valery.ferber@lcpc.fr
jean-claude.auriol@lcpc.fr*

Y.J. CUI
*CERMES-ENPC
6 et 8, avenue Blaise-Pascal
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77455 Marne-la-Vallée
Cedex 2, cui@cermes.enpc.fr*

J.-P. MAGNAN
*Laboratoire central des ponts et chaussées
58, bd Lefebvre
75732 Paris Cedex 15
jean-pierre.magnan@lcpc.fr*

Résumé

Les déformations des sols fins dues aux variations d'état hydrique causent de nombreux dommages aux structures et ouvrages du génie civil, et on peut encore déplorer un déficit méthodologique permettant leur prévision. Dans le cadre des recherches visant à optimiser l'emploi des sols fins dans les remblais routiers et ferroviaires, l'étude présentée avait pour objectif de proposer une méthodologie d'étude destinée à évaluer l'influence de la nature et de l'état initial des sols compactés sur les risques de désordres par humidification.
Pour aborder cette question, un modèle de microstructure reposant sur l'organisation de la fraction argileuse en agrégats a été défini. Grâce aux développements technologiques récents en microscopie électronique à balayage et en porosimétrie par intrusion de mercure, les paramètres du modèle ont pu être formulés uniquement sur la base de paramètres géotechniques conventionnels.
Ce modèle quantitatif de microstructure a été utilisé pour décrire le gonflement libre et les déformations par humidification sous contrainte, en étudiant l'influence du volume des vides inter-agrégats initial. Cette approche a permis de décrire quantitativement les évolutions de la microstructure causées par l'humidification, et de mettre au point une méthodologie d'étude des sols compactés dans la perspective de leur réutilisation dans des remblais en contexte délicat (zone inondable, remblais de grande hauteur...).

Mots-clés : argile, microstructure, agrégats, gonflement, compactage, remblais, minéralogie, physico-chimie.

Sensitivity of compacted fine-grained soils to wetting. Contribution of a microstructural model

Abstract

The deformations of fine-grained soils due to water content variations are responsible for many damages to civil engineering structures. In the framework of a research program aiming at optimising soil uses in road and railways embankments, the present study was aimed at evaluating the influence of soil nature and initial conditions on the risk of disorders due to wetting.
This question was analysed by defining a microstructural model, based on the organisation of the clay fraction in aggregates. Thanks to recent technological developments in scanning electron microscopy and mercury intrusion porosimetry, fundamentals hypothesis were suggested in order to determine the model parameters from conventional geotechnical parameters.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

This quantitative microstructural model was used to describe the free swell deformations and deformations due to wetting under vertical stress, by studying the influence of initial inter-aggregate volume. Thanks to the microstructural model, the changes in intra-aggregate and inter-aggregate volumes were quantified and a new methodology was developed for the design of roads and railways embankments in sensitive contexts (areas liable to flooding, high embankments...).

Key words: clay, microstructure, aggregates, swelling, compaction, embankments, mineralogy, physico-chemistry.

1

Introduction

Les variations d'état hydrique dans les sols fins sont à l'origine de déformations qui peuvent causer des dommages importants sur les structures telles que les habitations, les ouvrages d'art, les chaussées ou les voies ferrées. Ces modifications de l'état hydrique du massif de sol résultent des variations météorologiques et peuvent atteindre une amplitude particulièrement importante dans les périodes exceptionnelles, causant alors des désordres pouvant remettre en cause l'usage même des structures.

Les déformations des sols fins par séchage et humidification ont fait l'objet de nombreuses recherches, depuis plusieurs décennies, ce qui a permis de mettre en évidence trois points fondamentaux :

– les principaux paramètres qui gouvernent l'amplitude des déformations par séchage-humidification sont essentiellement la nature du sol (Seed *et al.*, 1962), sa teneur en eau et sa masse volumique à l'état initial (Holtz et Gibbs, 1956), l'état de contrainte appliqué pendant les sollicitations hydriques (Serratrice et Soyez, 1996) et enfin l'amplitude des sollicitations hydriques, c'est-à-dire l'amplitude des succions appliquées au sol (Alonso *et al.*, 1999) ;

– les déformations par variation d'état hydrique sont caractérisées par une composante réversible et une composante irréversible. Ainsi, à l'occasion d'un cycle de séchage-humidification, le retrait dû à la phase de dessiccation est partiellement compensé par le gonflement dû à l'humidification grâce à la composante réversible du phénomène, mais on observe cependant une accumulation des déformations avec le nombre de cycles, mettant en évidence la composante irréversible (Alonso *et al.*, 1999) ;

– la microstructure du sol, c'est-à-dire l'organisation de ses particules à l'échelle élémentaire, paraît avoir une influence sur les déformations (Gens *et al.*, 1995) mais elle reste encore difficile à décrire quantitativement.

Ainsi, malgré les avancées dans la description de ces phénomènes, l'influence des différents paramètres gouvernant la déformation reste encore mal quantifiée et les méthodes de calcul et de prévision proposées dans la littérature sont basées soit sur des considérations empiriques dont la portée est, par nature, limitée (Derriche et Kebaili, 1998), soit sur des modèles de comportement reposant sur de nombreux paramètres dont la détermination est complexe et peu compatible avec la pratique courante de la géotechnique (Alonso *et al.*, 1999).

Dans le cadre de la recherche présentée ici, qui porte sur le comportement des remblais routiers et ferroviaires, la question des déformations par variations d'état hydrique a été abordée avec l'objectif de proposer une méthode de prévision des déformations par humidification. L'idée sous-jacente est qu'une humidification complète constituerait la sollicitation la plus préjudiciable à un sol compacté. Cette hypothèse peut être discutée mais elle permet de se concentrer dans un premier temps seulement sur les conséquences de l'humidification.

La recherche d'une méthode de prévision a conduit à mettre au point un modèle de microstructure qui sera présenté dans un premier temps. L'application de ce modèle à l'interprétation des essais d'humidification sera présentée ensuite, d'une part, pour les essais sous faible contrainte (gonflement libre) et, d'autre part, pour les essais d'humidification sous contrainte variable. Les interprétations seront ensuite confrontées à des observations de la microstructure du sol pour évaluer la pertinence du modèle.

2

Un modèle de microstructure des sols fins compactés

2.1

Quelques traits communs à la microstructure des sols fins compactés

La microstructure des sols a fait l'objet de nombreuses recherches au cours des dernières décennies, aussi bien dans le domaine de la géotechnique que celui des sciences du sol. Depuis les travaux précurseurs de Lambe (1958), les connaissances sur l'influence des propriétés de nature et d'état des sols sur la microstructure ont progressé de manière remarquable (Diamond, 1969 ; Tessier, 1984 ; Benett et Hulbert, 1986 ; Bruand et Prost, 1997 ; Delage *et al.*, 1996), jusqu'à sa modélisation par l'outil mathématique des fractales (Bird et Perrier, 2003). D'une manière simplifiée, ces différentes observations sur la microstructure et les propriétés physico-chimiques des sols fins compactés permettent de faire ressortir trois points essentiels :

– le premier point est la différence fondamentale entre les particules argileuses et les particules non argileuses. Bien que la nature minéralogique des particules argileuses puisse être très variée, leurs propriétés physico-chimiques (surface spécifique, capacité d'échange cationique) et leur morphologie (dimension, forme) en font des particules à part dans le sol. Pour les sols ne contenant pas de matière organique, on peut ainsi considérer en première approximation les particules non argileuses comme des particules inertes. La caractérisation et la quantification de la fraction argileuse sont donc un point essentiel de l'identification d'un sol ;

– le deuxième point est l'organisation des particules argileuses en agrégats : les particules dites « élémentaires » (Tessier, 1984), de dimension micrométrique, se regroupent en « paquets » que l'on qualifiera de particules « primaires » (Fig. 1). Les particules primaires se regroupent elles-mêmes en plus gros agrégats qui se regroupent eux-mêmes selon le même mode, conférant ainsi à la structure du sol un caractère fractal (Benett et Hulbert, 1986 ; Gimenez *et al.*, 1997). Même si la nature minéralogique conduit à des morphologies de particules primaires différentes, il nous semble que l'on peut définir la particule primaire, que nous appellerons « agrégat », comme la structure de plus petite dimension formée par le regroupement de particules élémentaires. Enfin, cette structuration en agrégats conduit à différencier des pores intra-agrégats, localisés dans la particule primaire, et des pores inter-agrégats, localisés entre les particules primaires. Les premiers sont de beaucoup plus petite dimension que les seconds ;

– le troisième point est la relation entre indice des vides et volume inter-agrégats : il a été montré que les particules primaires ne sont pas affectées par le processus de compactage, et que le volume des pores inter-agrégats diminue avec l'indice des vides (Delage *et al.*, 1996 ; Wan *et al.*, 1995).

Ces trois points méritent d'être complétés par une réflexion sur la localisation de l'eau dans un sol fin compacté non saturé. Dans ce type de sol, les succions les plus élevées sont dues à la composante d'adsorption des particules argileuses, au sein des agrégats argileux. Par ailleurs, la composante capillaire, qui dépend du rayon des pores, est logiquement plus forte au sein des agrégats que dans les pores inter-agrégats, qui sont de plus grande dimension. Ces éléments suggèrent donc que l'eau doit être attirée préférentiellement au sein des agrégats et que c'est donc là sa localisation privilégiée dans un sol non saturé.

Ces hypothèses ont pu être confrontées à des observations au microscope électronique à balayage (MEB) environnemental, outil qui permet d'observer un même échantillon à l'échelle microscopique au cours d'une humidification et/ou d'un séchage. Ces observations montrent que, lors de l'humidification d'un sol fin compacté initialement sec (Fig. 2a), l'eau (qui forme un film noir sur les images MEB) pénètre d'abord dans les agrégats argileux (Fig. 2b) et ne remplit les vides inter-agrégats que dans un second temps. C'est donc bien au sein des agrégats argileux que l'eau est attirée préférentiellement.

2.2

Formulation du modèle

Ces observations communes à l'ensemble des sols fins compactés permettent de proposer une quantification simple des volumes des vides intra- et inter-agrégats, selon une approche déjà proposée pour étudier et modéliser le retrait des sols (Braudeau, 1988 ; Boivin *et al.*, 2004). En effet, si l'eau du sol est localisée au sein des agrégats, c'est que les vides inter-agrégats ne contiennent que de l'air. Si l'on suppose en outre que les agrégats sont saturés d'eau, le volume des vides intra-agrégats peut être assimilé au volume d'eau et le volume des vides inter-agrégats peut être assimilé au volume d'air. Ceci permet de définir :

– un indice des vides des agrégats, noté e_{ag} (éq. 1), qui est le rapport entre le volume d'eau et le volume des particules solides ;

– un indice des vides inter-agrégats, noté e_{i-ag}, (éq. 3), qui est le rapport entre le volume d'air et le volume des particules solides, mais qui est aussi la différence entre l'indice des vides global du sol et l'indice des vides des agrégats (éq. 2).

$$e_{ag} = \frac{V_w}{V_s} = \frac{w\rho_s}{\rho_w} \quad (1)$$

$$e = e_{ag} + e_{i-ag} \quad (2)$$

$$e_{i-ag} = e_{air} = \frac{V - V_{ag}}{V_s} = e - \frac{w\rho_s}{\rho_w} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 - \frac{w\rho_s}{\rho_w} \quad (3)$$

Selon ce modèle, l'indice des vides des agrégats

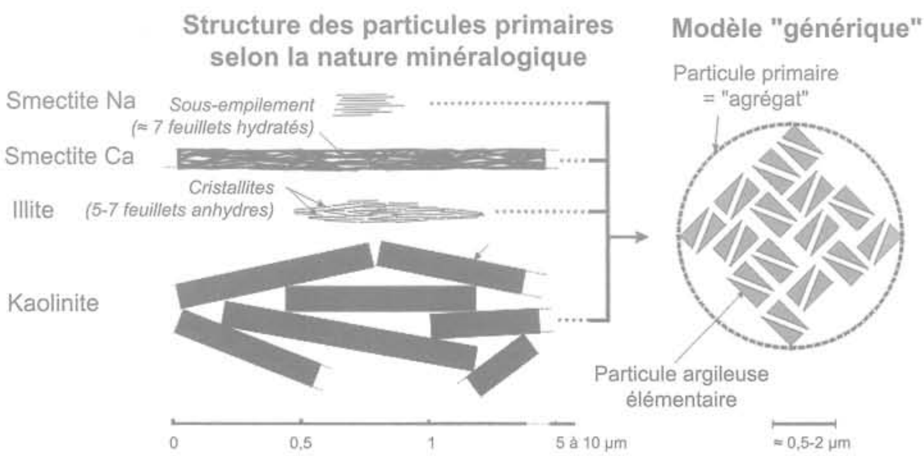

FIG. 1 **Représentation simplifiée des différentes formes de particules primaires par un modèle générique de particule primaire. (Tessier, 1984).**

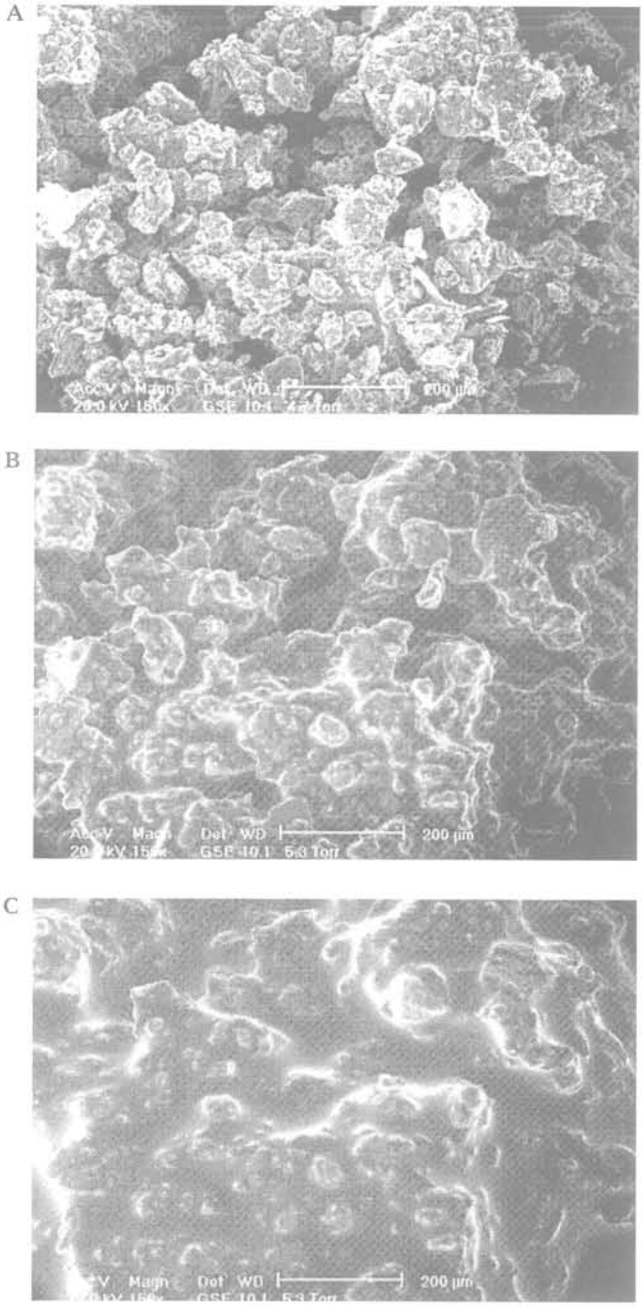

FIG. 2 **Observation de particules argileuses à différentes étapes (A : avant humidification ; B : après hydratation des agrégats ; C : après remplissage des vides inter-agrégats).**

augmente linéairement avec la teneur en eau du sol et l'indice des vides inter-agrégats résulte de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de l'indice des vides global du sol (Fig. 3).

3

Étude du gonflement libre

Le modèle de microstructure présenté dans le paragraphe précédent permet de quantifier deux paramètres microstructuraux du sol compacté non saturé. Dans la suite de cet article, on cherchera à décrire l'évolution de ces paramètres au cours d'essais d'humidification, et dans un premier temps d'essais sous faible contrainte, appelés essais de « gonflement libre ».

3.1

Procédure expérimentale

Le principe d'un essai de gonflement libre, tel que réalisé dans le cadre de cette recherche, est de compacter un échantillon de sol dans un moule œdométrique, de le soumettre à une contrainte verticale de 3 kPa, d'immerger la cellule œdométrique avec de l'eau dé-ionisée et de suivre les déformations dues à l'adsorption de l'eau par le sol. Le compactage a été réalisé au moyen d'une dame de compactage miniaturisée et la surface des échantillons a été égalisée au moyen d'une règle à araser, de sorte que tous les échantillons avaient une hauteur initiale de 19 mm pour un diamètre de 70 mm.

Dans cette étude, les échantillons ont été compactés à différentes masses volumiques sèches initiales en faisant varier le nombre de coups de compactage. A chaque série d'essais correspond ainsi une même teneur en eau initiale et six masses volumiques sèches initiales, en général. La teneur en eau a été obtenue par un séchage préalable du matériau et par une humidification choisie. Les échantillons n'ont été compactés qu'après un minimum d'une journée de conservation du sol humidifié en sac étanche.

3.2

Influence de l'état initial – cas de l'argile verte de Romainville

L'étude de l'influence de l'état initial sur le gonflement libre a été réalisée sur de l'argile verte de Romainville (Sannoisien), prélevée près de Saint-Leu-la-Forêt dans le Val-d'Oise (Tableau I). La fraction argileuse de ce sol, qui représente 67 % de la masse des particules solides, est constituée en majorité d'illite (75 %) et d'une proportion non négligeable de smectites (10 %).

Les échantillons ont été compactés à six teneurs en eau initiales dont cinq étaient inférieures à la teneur en eau de l'optimum Proctor normal (Fig. 4). En reportant l'indice des vides global des échantillons en fonction de l'indice des vides inter-agrégats initial, c'est-à-dire après compactage et avant humidification (Fig. 4), on constate :

– qu'une relation linéaire apparaît entre les deux paramètres pour les échantillons ayant la même teneur en eau initiale ;

– que les séries correspondant aux trois teneurs en eau les plus élevées semblent se superposer dans ce diagramme alors qu'un décalage apparaît pour les séries dont la teneur en eau initiale était plus faible. De plus, ces séries sont d'autant plus éloignées des séries « humides » que leur teneur en eau initiale est faible.

Ces résultats laissent à penser que le gonflement libre d'un sol est plutôt bien caractérisé par son état final, qui paraît pouvoir être décrit par une relation linéaire entre l'indice des vides inter-agrégats initial et l'indice des vides global après gonflement. Dans cette perspective, le fait que les échantillons les plus secs présentent un décalage suggère cependant que leur état initial serait mal caractérisé par le modèle de microstructure initialement proposé. En particulier, le

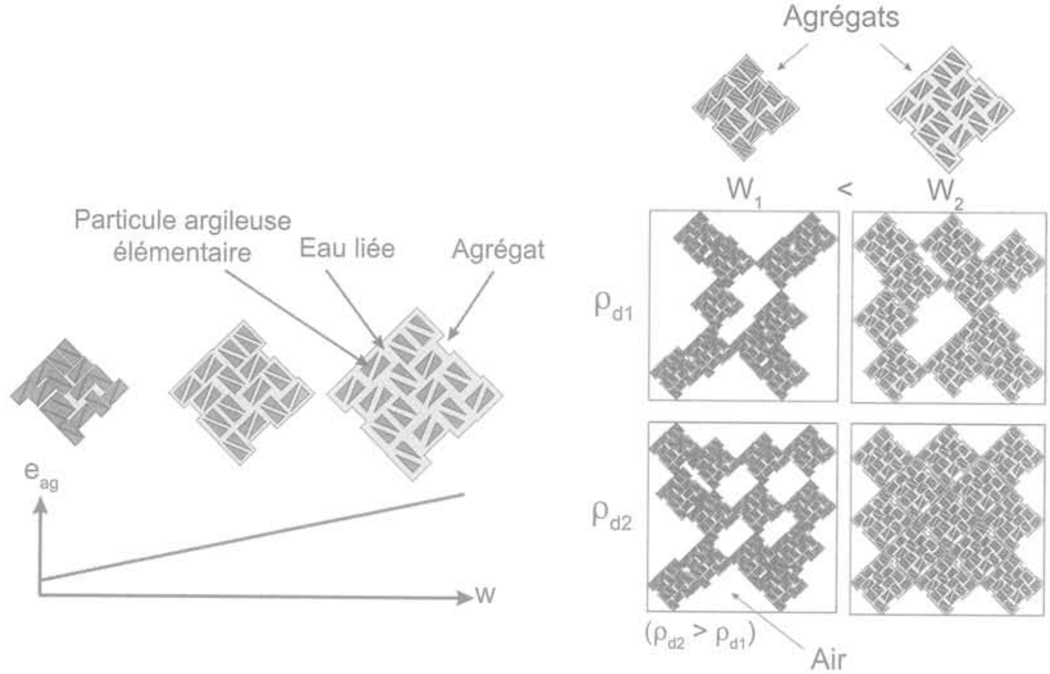

FIG. 3 Illustration schématique de l'influence conjuguée de la teneur en eau et de la masse volumique sèche sur la microstructure.

TABLEAU I **Propriétés géotechniques de l'argile verte de Romainville.**
Geotechnical characterisation of Romainville green clay.

W_L (%)	I_p	$C_{2\mu m}$ (%)	ρ_s (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	ρd, OPN (Mg/m³)	Valeur de bleu (g/100 g)	CEC (cmol + kg)
70,3	39	67	2,76	26	1,55	5,4	18,9

fait de supposer que les agrégats sont saturés à l'état initial pourrait introduire un biais expliquant ce décalage.

Le décalage semble apparaître à partir d'une teneur en eau initiale d'environ 20 %, que l'on appellera « teneur en eau critique » (notée $w_{critique}$). On propose de modifier légèrement l'équation 1 si la teneur en eau initiale est inférieure. Dans ce cas, on supposera que les vides intra-agrégats sont remplis d'eau et d'air mais que leur volume ne varie pas tant que la teneur en eau reste inférieure à la teneur en eau critique. Le volume des vides serait alors égal au volume d'eau que contiendrait le sol à la teneur en eau critique (éq. 4). On en déduit l'indice des vides inter-agrégats grâce à l'équation 2. Les équations 1 et 3 resteraient valables pour les teneurs en eau supérieures à la teneur en eau critique.

$$\text{Si } w < w_{critique} \qquad e_{ag} = \frac{w_{critique}\rho_s}{\rho_w} \tag{4}$$

$$\text{Si } w < w_{critique} \quad e_{i\text{-}ag} = e - \frac{w_{critique}\rho_s}{\rho_w} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 - \frac{w_{critique}\rho_s}{\rho_w} \tag{5}$$

La représentation de l'indice des vides global après gonflement libre en fonction de ce nouvel indice des vides inter-agrégats conduit alors à éliminer le décalage entre les séries d'essais (Fig. 5). En calculant l'ordonnée à l'origine et la pente des droites de régression pour les différentes séries d'essais, on constate que l'ordonnée à l'origine des droites à l'état final est relativement constante et indépendante de la teneur en eau initiale, alors que la pente a tendance à diminuer lorsque la teneur en eau initiale est plus faible (Fig. 6).

3.3 Interprétation microstructurale

La relation linéaire observée entre l'indice des vides global après gonflement libre et l'indice des vides inter-agrégats initial permet de caractériser le comportement à l'humidification grâce à deux paramètres qui sont la pente et l'ordonnée à l'origine des droites de régression. On cherchera ici à préciser la signification de la relation linéaire et de ses paramètres.

Concernant l'ordonnée à l'origine des droites, on peut considérer qu'elle correspondrait à l'indice des vides après gonflement libre d'un échantillon dont l'indice des vides inter-agrégats initial serait nul. Autrement dit, l'ordonnée à l'origine pourrait constituer l'indice des vides après gonflement libre des agrégats. Cette interprétation est assez cohérente avec le fait que ce paramètre ne dépend ni de l'indice des vides initial ni de la teneur en eau initiale. Ce serait donc un paramètre intrinsèque du sol décrivant la capacité totale d'adsorption d'eau de ses agrégats.

L'interprétation de la pente des droites impose un retour sur la description de l'état initial. En effet, l'équation 3 indique qu'il existe, par définition, une relation linéaire entre l'indice des vides inter-agrégats initial et l'indice des vides global initial. Cette relation

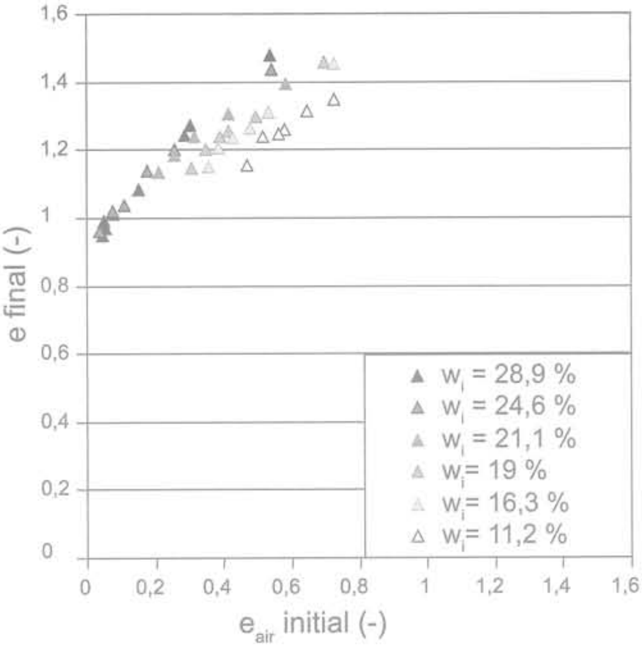

FIG. 4 **Influence de l'indice d'air initial sur l'indice des vides après gonflement libre (argile verte de Romanville).**

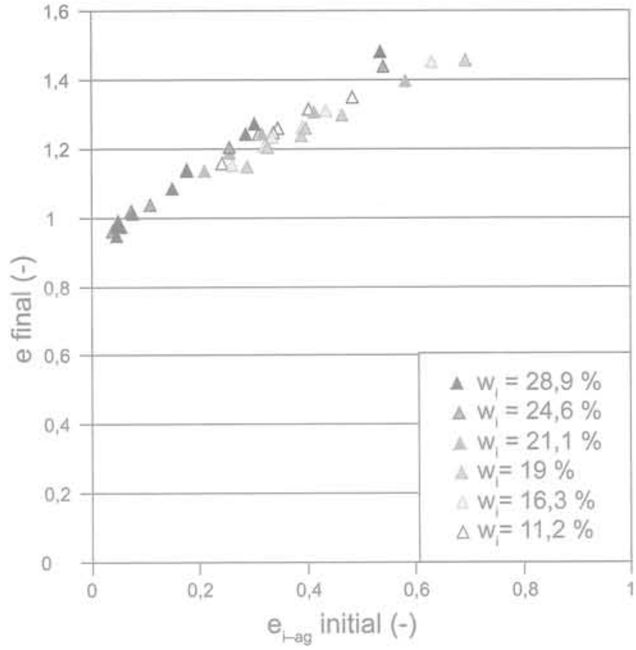

FIG. 5 **Influence de l'indice des vides inter-agrégats initial sur l'indice des vides après gonflement libre (argile verte de Romanville).**

illustre simplement le fait, qu'à teneur en eau initiale constante, l'indice des vides inter-agrégats augmente avec l'indice des vides global et que la relation linéaire entre ces deux paramètres a une pente de 1 (Fig. 7). Après gonflement libre, l'indice des vides global est toujours la somme de l'indice des vides des agrégats et de l'indice des vides inter-agrégats (éq. 6) mais les résultats expérimentaux indiquent, de plus, qu'il existe une relation linéaire entre l'indice des vides final et l'indice des vides inter-agrégats initial (éq. 7). Si l'on admet que l'ordonnée à l'origine, notée ici β, est égale à l'indice des vides des agrégats final, noté $e_{ag,f}$, comme l'interprétation précédente le suggère, la pente, notée ici α, correspond alors au rapport entre l'indice des vides inter-agrégats final et l'indice des vides inter-agrégats initial (éq. 8) :

$$e_f = e_{i\text{-}ag,f} + e_{ag,f} \qquad (6)$$

$$e_f = \alpha . e_{i\text{-}ag,i} + \beta \qquad (7)$$

$$\alpha = \frac{e_{i\text{-}ag,f}}{e_{i\text{-}ag,i}} \qquad (8)$$

Ainsi, une pente inférieure à 1 indique que le gonflement libre a généré une diminution du volume des

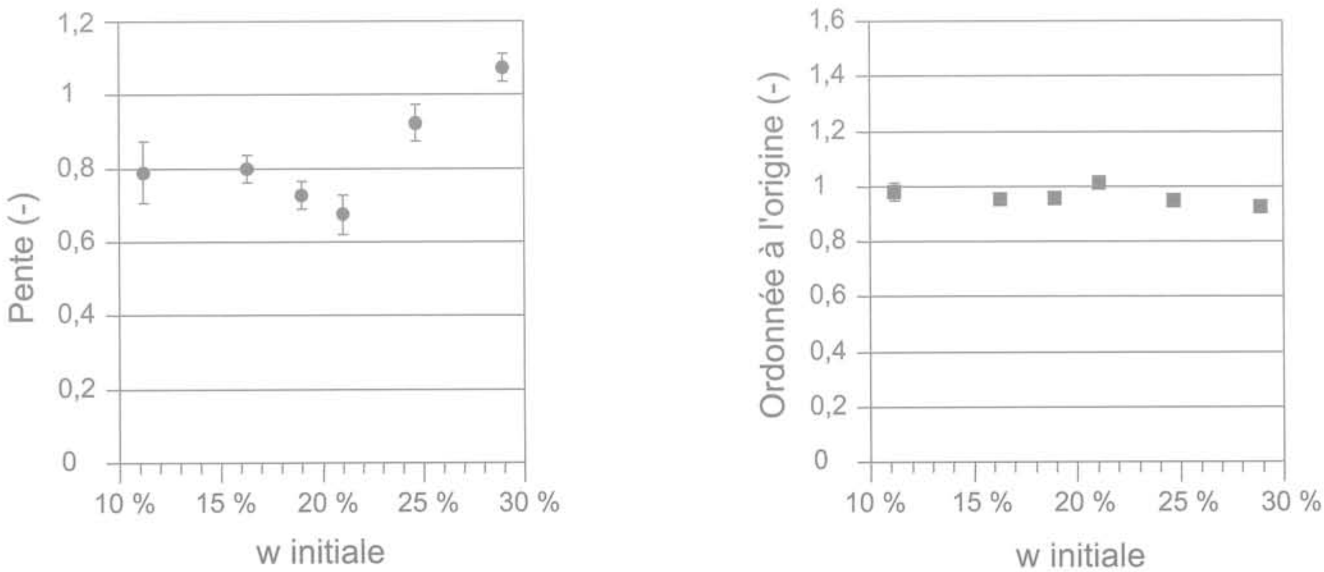

FIG. 6 **Influence de la teneur en eau initiale sur la pente et l'ordonnée à l'origine des droites de régression linéaire calculés avec l'indice des vides inter-agrégats initial.**

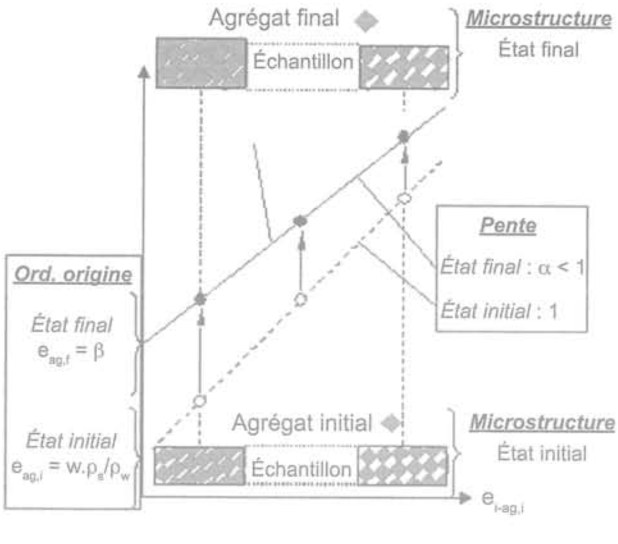

FIG. 7 **Représentation schématique de l'interprétation des paramètres de l'état final dans le diagramme ($e_{i\text{-}ag,i}$,e).**

vides inter-agrégats, et les résultats présentés suggèrent que cette diminution est d'autant plus forte que la teneur en eau initiale est faible (Fig. 6). Autrement dit, un échantillon de sol perd proportionnellement d'autant plus de vides inter-agrégats lors du gonflement libre qu'il a été compacté à une faible teneur en eau, et ce, quel que soit son indice des vides initial.

Enfin, la relation linéaire indique que le pourcentage de volume des vides inter-agrégats perdu au cours du gonflement est une constante, indépendante du volume initial des vides inter-agrégats. Aucune explication rigoureuse à ce résultat surprenant n'a pu être proposée.

3.4

Influence de la nature des sols

La méthodologie d'étude et d'interprétation décrite précédemment a été appliquée à un panel de dix sols naturels allant du limon peu argileux à l'argile très plastique. Pour chaque sol, des séries d'essais de gonflement libre ont été réalisées à partir de teneurs en eau et de masses volumiques sèches initiales variées. Les résultats ont confirmé qu'il était nécessaire de prendre en compte le concept de teneur en eau critique, que la pente des régressions linéaires sur les essais à même teneur en eau initiale diminuait avec la teneur en eau initiale et que l'ordonnée à l'origine de ces régressions était quasiment insensible à la teneur en eau initiale.

Cette insensibilité de l'ordonnée à l'origine à l'état initial confère à ce paramètre un caractère intrinsèque, qui lui permettrait de refléter le potentiel d'adsorption d'eau des agrégats du sol, indépendamment de leur état hydrique et de leur agencement initial. Pour vérifier cette idée, ce paramètre a été confronté à la limite de liquidité, paramètre d'identification du sol dont on peut aussi attendre *a priori* un caractère intrinsèque. Étant donné que la limite de liquidité est mesurée sur la fraction 0-400 micromètres du sol et que les essais de gonflement libre ont été réalisés sur la fraction 0-2 millimètres, la confrontation a été réalisée avec une limite de liquidité corrigée par le pourcentage de particules de diamètre inférieur à 400 micromètres, noté $C_{400\mu m}$ (Fig. 8).

Cette confrontation révèle effectivement une corrélation intéressante entre ces deux paramètres pour les sols naturels, ce qui tend à confirmer que l'ordonnée à l'origine des droites de régression pourrait caractériser le potentiel d'adsorption d'eau des agrégats. Ce potentiel d'adsorption à l'échelle des agrégats pourrait en outre être estimé de manière assez pertinente par la limite de liquidité corrigée.

On doit ajouter que la corrélation s'est, en revanche, avérée insuffisante pour une argile de carrière (kaolinite Speswhite), ce qui a pu être expliqué par la forte proportion de cations adsorbés monovalents et en particulier de sodium. *A priori*, la corrélation ne paraît donc pertinente que pour les sols contenant des argiles à tendance plutôt calcique, ce qui représente toutefois la très grande majorité des sols naturels. Ceci devra être étudié sur un panel encore plus large de sols, comprenant notamment des sols à tendance sodique.

3.5

Conclusion pour le gonflement libre

Une approche microstructurale semble donc permettre de distinguer les différents phénomènes à l'origine des déformations par humidification dans les sols fins compactés. En particulier, il apparaît que le gonflement libre mesuré à l'échelle macroscopique résulte d'un gonflement des agrégats, qui semble pouvoir être prévisible grâce à la limite de liquidité corrigée, et d'une réorganisation des agrégats, qui génère une diminution des vides inter-agrégats. Cette interprétation va être confrontée à de nouvelles données expérimentales dans la partie suivante, consacrée à l'humidification sous contrainte.

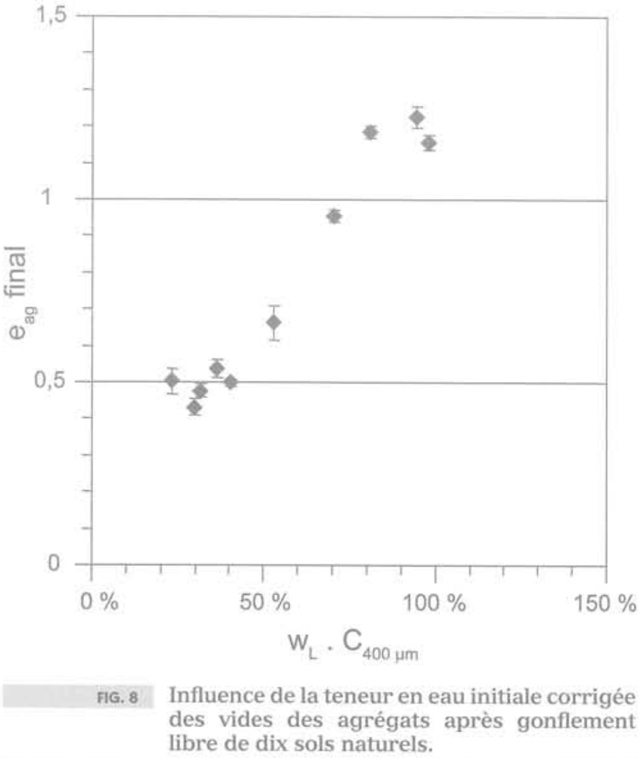

FIG. 8 **Influence de la teneur en eau initiale corrigée des vides des agrégats après gonflement libre de dix sols naturels.**

4

Étude de l'humidification sous contrainte

4.1

Procédure expérimentale

La procédure expérimentale est quasiment identique à celle utilisée pour les essais de gonflement libre (cf. § 3.1). Le sol est compacté dans un moule œdométrique au moyen d'une dame de compactage miniaturisée, sa surface est égalisée, puis il est soumis à la contrainte verticale choisie. Ce chargement mécanique à teneur en eau supposée constante se fait relativement rapidement pour les contraintes inférieures à 500 kPa et peut prendre une journée environ pour les plus fortes contraintes. La contrainte maximale utilisée dans cette étude est de 1 400 kPa.

Une fois que les tassements à teneur en eau constante sont stabilisés, la cellule œdométrique est remplie d'eau déionisée et les déformations sont suivies jusqu'à stabilisation.

Comme pour le gonflement libre, ce protocole a été appliqué à des séries d'échantillons compactés à différentes masses volumiques sèches et à même teneur en eau initiale.

L'étude du comportement à l'humidification sous contrainte a été limitée à deux sols (Tableau II) représentant, pour l'argile AvA34, les sols très argileux et, pour le limon LGod, les sols limoneux moyennement argileux. L'argile AvA34 (Albien, Secondaire) a été prélevée sur le chantier de l'autoroute A34 qui relie Charleville-Mézières à Rethel (Ardennes). Sa fraction argileuse est constituée de 60 % de smectites et de 40 % d'illite. Le limon LGod a été prélevé sur le chantier de la déviation de Goderville (Seine-Maritime) et sa fraction argileuse est constituée à 60 % d'illite et à 40 % de kaolinite.

4.2

Comportement d'une argile (AvA34)

L'indice des vides après humidification de l'argile AvA34 a été reporté en fonction de l'indice des vides inter-agrégats initial (Fig. 9). Seule une teneur en eau initiale, égale à 22 %, a été étudiée.

On peut observer (Fig. 9) que, à contrainte verticale constante, l'indice des vides après humidification présente une relation linéaire avec l'indice des vides inter-agrégats initial, comme cela a été observé pour le gonflement libre. On constate que l'ordonnée à l'origine et la pente des droites de régression diminuent lorsque la contrainte verticale augmente, selon une loi semi-logarithmique (Fig. 10). En reprenant l'interprétation proposée précédemment pour ces deux paramètres (cf. § 3.3), on peut déduire de ces résultats que :

– la pente diminuant lorsque la contrainte verticale augmente, l'humidification sous contrainte génère une diminution du volume des vides inter-agrégats d'autant plus forte que la contrainte verticale est élevée. On trouve même une valeur négative de la pente sous 1 400 kPa, ce qui révèle peut-être les limites du modèle en terme de précision. En effet, on ne peut concevoir que le volume des vides inter-agrégats soit négatif ;

– l'ordonnée à l'origine des droites de régression, qui représenterait l'indice des vides des agrégats après humidification, diminue aussi lorsque la contrainte augmente. Cependant, on peut constater qu'il reste supérieur à l'indice des vides des agrégats initial pour les contraintes inférieures à 800 kPa. Ce n'est donc qu'au-delà de 800 kPa que la contrainte verticale empêche les agrégats de gonfler.

Ainsi, lors de l'humidification sous contrainte de cette argile, les tassements observés lors de l'humidification seraient essentiellement dus à la diminution du volume inter-agrégats, alors que les agrégats eux-mêmes présenteraient un gonflement pour les contraintes inférieures à 800 kPa.

4.3

Comportement d'un limon

Le même protocole appliqué à un limon (limon de Goderville) sous une contrainte verticale de 100 kPa conduit à une toute autre constatation. En effet, on n'observe plus de relation linéaire entre l'indice des vides après humidification et l'indice des vides inter-

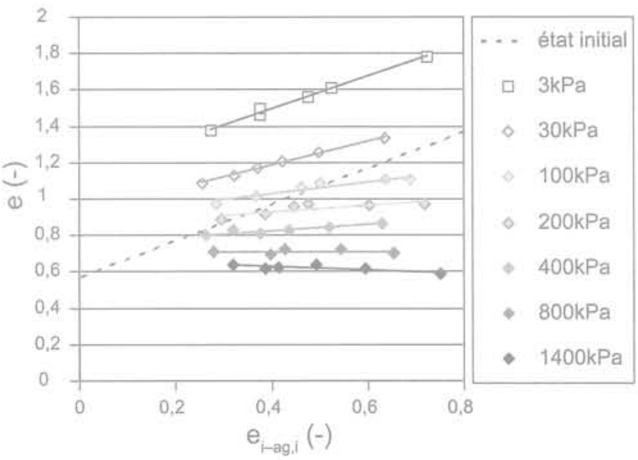

FIG. 9 **Influence de l'indice des vides inter-agrégats initial sur l'indice des vides après humidification sous différentes contraintes verticales (argile AvA34).**

TABLEAU II **Propriétés géotechniques de l'argile AvA34 et du limon de Goderville LGod.**
Geotechnical characterisation of AvA34 clay and Lgod Goderville silt.

	W_L (%)	I_p	$C_{2\mu m}$ (%)	ρ_s (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d,OPN}$ (Mg/m³)	Valeur de bleu (g/100 g)	CEC (cmol + kg)
AvA34	98	61	66	2,71	28	1,45	10,7	41,2
LGod	41	19	35	2,67	17	1,75	3,5	12,5

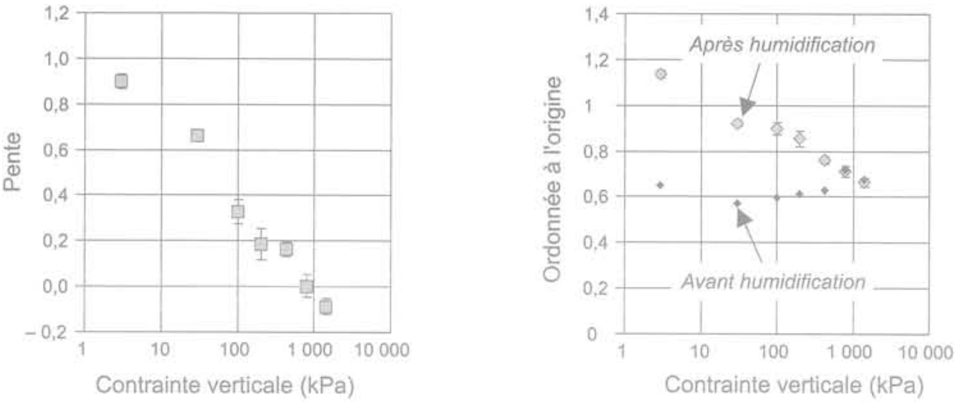

FIG. 10 Influence de la contrainte verticle sur l'ordonnée à l'origine et la pente des droites de régression (AvA34).

agrégats initial (Fig. 11). Par contre, on peut constater que les échantillons les plus compactés ne présentent que de faibles déformations, alors que les échantillons les moins compactés (fort indice des vides inter-agrégats initial) subissent un tassement d'autant plus élevée qu'ils sont peu denses à l'état initial.

Ce résultat doit être accompagné d'une autre observation sur l'état final des échantillons. En effet, on peut observer que, lorsque les échantillons tassent du fait de l'humidification, leur indice des vides final atteint une valeur apparemment constante, qui ne dépend ni de l'indice des vides inter-agrégats initial, ni de la teneur en eau initiale (Fig. 11). On appellera cet indice des vides « indices des vides après effondrement », en référence au phénomène qui semble conduire au tassement par humidification. Ce constat a pu être fait pour les essais sous toutes les contraintes supérieures à 100 kPa et il apparaît que cet indice des vides après effondrement diminue lorsque la contrainte augmente selon une loi semi-logarithmique (Fig. 12). Il a pu être montré que cette courbe n'était autre que la courbe de compression vierge œdométrique du sol saturé.

D'un point de vue pratique, ce résultat montre que le compactage du limon à 95 % de sa masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal devrait permettre de se prémunir des déformations par humidification pour une hauteur de remblai de dix mètres, correspondant à 200 kPa (Fig. 12). Ceci paraît relativement cohérent en ordre de grandeur avec les prescriptions de compactage pour les remblais courants (SETRA-LCPC, 1992). Il montre aussi que cette méthode pourrait permettre de proposer des prescriptions de compactage adaptées à la hauteur de l'ouvrage étudié et éventuellement à la nature du matériau.

4.4 Conclusion pour l'humidification sous contrainte

Ainsi, l'indice des vides des échantillons insuffisamment compactés de limon ne dépend que de la nature du sol et de la contrainte verticale. Ceci confirme l'intérêt de la méthode du double-œdomètre (Lawton *et al.*, 1989) pour la prévision des déformations par humidification des sols moyennement argileux. On a vu précédemment que les phénomènes étaient en revanche plus complexes pour les sols très argileux.

Cette différence fondamentale de comportement pourrait provenir de la différence de texture entre ces sols, et en particulier de la différence de pourcentage d'argile. En effet, l'argile AvA34 est un sol contenant près de 70 % de particules argileuses et son comportement est donc quasiment exclusivement gouverné par cette fraction. En revanche, le limon ne contient que 35 % de parti-

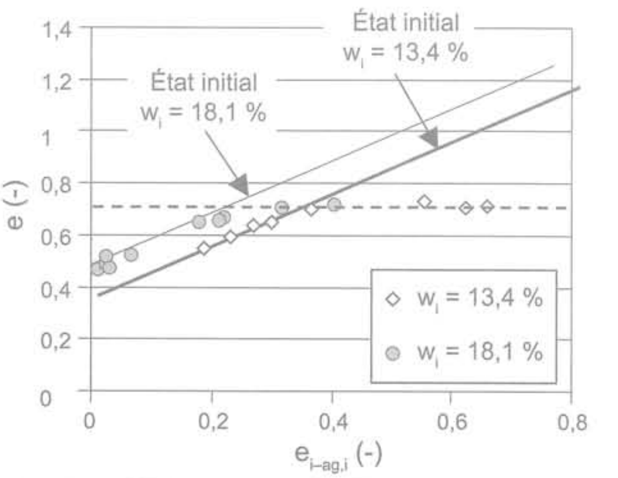

FIG. 11 Influence de l'indice des vides inter-agrégats initial sur l'indice des vides après humidification sous différentes contraintes (limon LGod).

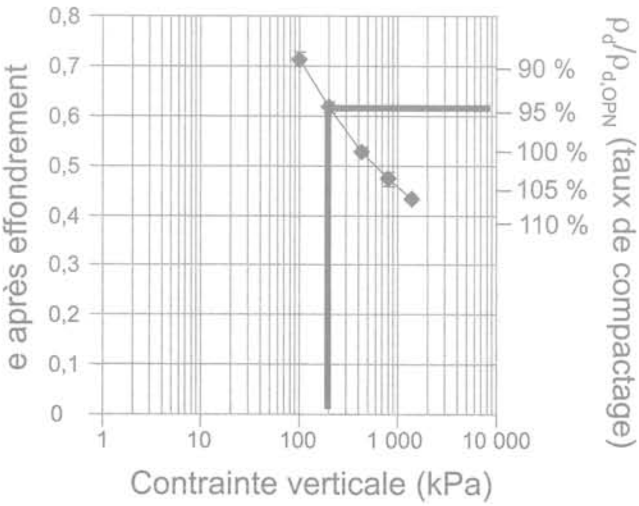

FIG. 12 Influence de la contrainte verticale sur l'indice des vides après effondrement (limon LGod).

cules argileuses, et son comportement est probablement affecté conjointement par les déformations de sa fraction argileuse et par les interactions frottantes entre les particules non argileuses. C'est ce qui expliquerait l'absence de relation linéaire entre l'indice des vides et l'indice des vides inter-agrégats pour le limon.

5

Confrontation aux porosimétries par intrusion de mercure

Pour évaluer la pertinence des hypothèses du modèle de microstructure et des interprétations proposées qui en découlent, des échantillons d'argile AvA34 ont été préparés spécialement pour des analyses par porosimétrie au mercure. Cette technique expérimentale permet de déterminer la distribution des volumes de pores d'un échantillon de matériau en fonction de leur dimension, en forçant l'injection d'un liquide non mouillant (le mercure en l'occurrence) à différentes pressions. En utilisant la loi de Jurin-Laplace (Pellerin, 1980), les pressions peuvent être converties en diamètre de pores. L'interprétation de ces essais doit intégrer la petite dimension des échantillons (quelques grammes) et les effets de leur séchage, même si celui-ci est réalisé par lyophilisation (Delage *et al.*, 1996), ce qui est le cas des échantillons étudiés ici.

Dans un premier temps, les distributions de tailles de pores ont été mesurées sur trois échantillons d'argile AvA34 compactés à une même teneur en eau (environ 22 %) mais à trois indices des vides différents (Fig. 13).

On peut observer la double structure de ce type de sol, avec des micropores de diamètre inférieur à 1 micromètre, et des macropores de diamètre supérieur à 10 micromètres. Les premiers correspondent probablement à ce qui a été appelé ici pores intra-agrégats alors que les seconds correspondraient aux pores inter-agrégats. Comme l'avaient indiqué d'autres auteurs auparavant (Delage *et al.*, 1996 ; Wan *et al*, 1995), les micropores ne semblent pas affectés par le compactage, qui conduit en revanche à une diminution du diamètre médian et du volume total des macropores.

Par ailleurs, deux échantillons faiblement compactés (indice des vides après compactage de 1,1) ont été soumis, pour le premier, à un gonflement libre et, pour le second, à une humidification sous 200 kPa, puis à un déchargement jusqu'à 3 kPa, de manière à évaluer l'influence de la contrainte verticale appliquée sur la distribution de taille de pores. La confrontation entre les distributions après compactage, après gonflement libre et après humidification sous 200 kPa (Fig. 14) montre :

- que l'humidification a conduit à une augmentation du diamètre médian et du volume total des micropores. Ce phénomène correspondrait au gonflement des agrégats ;
- que l'humidification génère une diminution du volume inter-agrégats d'autant plus importante que la contrainte verticale est élevée, ce qui est cohérent avec l'interprétation des essais d'humidification sous contrainte sur l'argile AvA34 (cf. § 4.2).

6

Conclusion

La démarche adoptée pour cette recherche a consisté à proposer un modèle de microstructure des sols fins compactés non saturés, sur la base des connaissances actuelles et grâce à de nouvelles observations en microscopie électronique environnementale. Ce modèle permet de quantifier deux paramètres microstructuraux grâce à des essais géotechniques conventionnels. Son utilisation pour exploiter et interpréter les essais de gonflement libre et d'humidification sous contrainte permet de décrire l'évolution du volume des vides intra-agrégats et inter-agrégats au cours des phénomènes liés à l'humidification du sol. Ces premiers résultats semblent confirmer que la part réversible du phénomène devrait être associée au comportement des agrégats, dont le volume semble essentiellement gouverné par la teneur en eau, alors que la part irréversible résulte plutôt des évolutions du volume des vides inter-agrégats, ce qu'avaient suggéré Alonso *et al.* (1999).

Cette approche a aussi permis de décrire distinctement l'influence de l'état initial (teneur en eau et masse

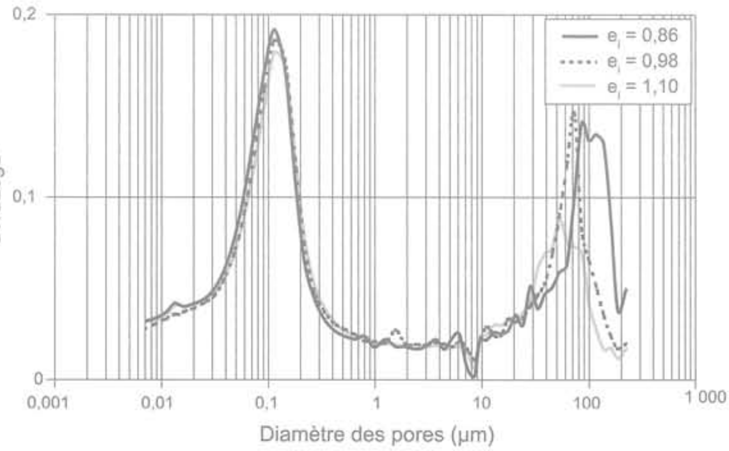

FIG. 13 Influence de l'indice des vides initial sur la distribution des tailles de pores (argile AvA34).

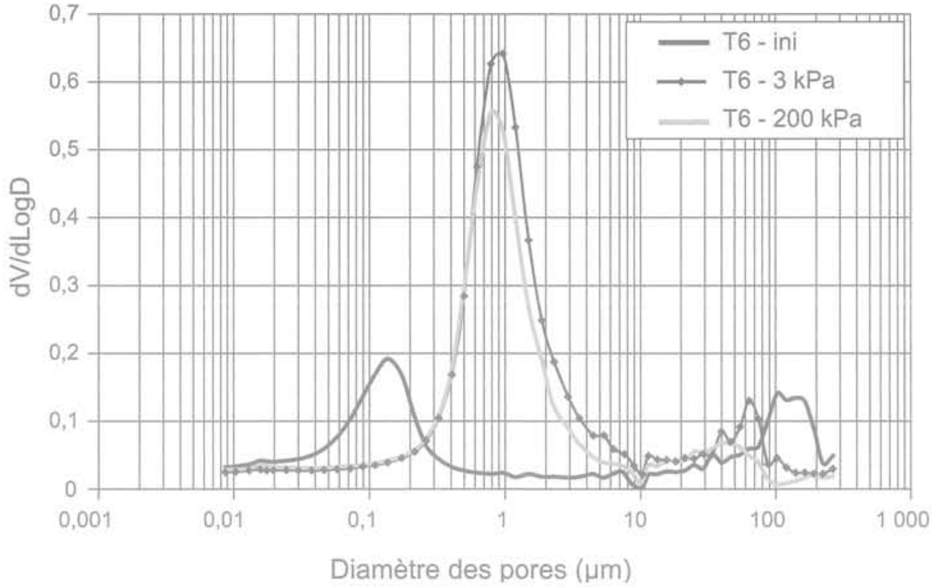

FIG. 14 **Influence de la sollicitation sur la distribution des tailles de pores (argile Av34, indice des vides initial ; 1, 1).**

volumique sèche), de la nature du sol et la contrainte verticale sur les déformations. Il en résulte une corrélation intéressante avec la limite de liquidité pour le gonflement libre et une description des phénomènes à l'échelle microscopique en général. La confrontation avec les analyses par porosimétrie par intrusion de mercure semble donner des arguments favorables aux interprétations proposées, même si des expérimentations complémentaires sur d'autres sols et à partir d'autres états initiaux mériteraient d'être faites.

En outre, la méthodologie développée dans le cadre de cette recherche devrait pouvoir être appliquée au phénomène du retrait, ce qui permettrait de décrire de manière plus complète les déformations par variations d'état hydrique. Par suite, les risques de retrait-gonflement devraient pouvoir être mieux appréciés grâce à des essais d'identification simples mais dont la pertinence vis-à-vis du phénomène aura pu être démontrée.

Enfin, les résultats de cette recherche permettent de proposer de nouvelles méthodes de conception des remblais routiers et ferroviaires, en particulier dans les contextes sensibles (remblais de grande hauteur, remblais en zone inondable…) pour lesquelles aucune méthode rigoureusement justifiée n'est actuellement disponible.

Bibliographie

Alonso E.E., Vaunat J., Gens A. – Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, vol. 54, n° 2, 1999, p. 173-183.

Benett R.H., Hulbert M.H. – *Clay microstructure*, International human resources development corportation, Boston, 1986, 161 p.

Bird N., Perrier E. – The pore-solid fractal model of soil density scaling. *European Journal of Soil Science*, 54 (3), 2003, p. 467-476.

Boivin P., Garnier P. Tessier D. – Relationship between clay content, clay type and shrinkage properties of soil samples, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 68, 2004, p. 1145-1153.

Braudeau E. – Équation généralisée des courbes de retrait d'échantillons de sols structurés. *C.R. Acad. Sci.* Ser. 2, 307, 1988, p. 1731-1734.

Bruand A., Prost R. – Effect of water content on the fabric of a soil material: An experimental approach. *European Journal of Soil Science*, 38 (3), 1997, p. 461-472.

Delage P., Audiguier M., Cui Y.J., Howat M.D. – Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 33, n° 1, 1996, p. 150-158.

Derriche Z., Kebaili M. – Prévision du gonflement des argiles d'In-Amémas. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 218, 1998, p. 15-23.

Diamond S. – Pore size distributions in clays. Clays and clay minerals, vol. 18, 1969, p. 7-23.

Gens A., Alonso E.E., Suriol J. – Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil. *Proc. of the 1st international conference on unsaturated soils, UNSAT'95*, Paris, France, 6-8 sept. 1995, p. 83-88.

Gimenez D., Allmaras R.R., Nater E.A., Huggins D.R. – Fractal dimensions for volume and surface of interaggregate pores : Scale effects. *Geoderma*, vol. 77, n° 1, 1997, p. 19-38.

Holtz W.G., Gibbs H.J. – Engineering properties of expansive clays. *Trans. ASCE*, vol. 121, 1956, p. 641-663.

Lambe T.W. – The structure of compacted clay. *J. Geotech. Engng. and Found. Div.*, ASCE, vol. 84, n° 2, paper 1654, 1958, p. 1654-1 35.

Lawton E.C., Fragaszy R.J., Hardcastle J.H. – Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n° 9, 1989, p. 1252-1267.

Pellerin F.M. – La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 106, 1980, p. 105-116.

Seed H.B., Woodward R.J., Lundgren R. – Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE*, SM3, 1962, p. 53-87.

Serratrice J.F., Soyez B. – Les essais de gonflement. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 204, 1996, p. 65-85.

SETRA-LCPC – *Réalisation des remblais et des couches de forme* (GTR). Guide technique SETRA-LCPC, 2 fascicules, 1992, 98 et 102 p.

Tessier D. – *Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. INRA, thèse de doctorat ès sciences de l'université de Paris VII, 1984, 362 p.

Wan A.W., Gray M.N., Graham J. – On the relations of suction, moisture content and soils structure in compacted clays. *Proc. of the 1st international conference on unsaturated soils, UNSAT'95*, Paris, France, 6-8 sept. 1995, p. 215-222.

Étude expérimentale en vue d'un modèle de comportement pour la vase de Tunis

F. TOUNEKTI
M. BOUASSIDA
M. KLAI
Unité de recherche ingénierie géotechnique École nationale d'ingénieurs de Tunis BP 37 Le Belvédère 1002 Tunis (Tunisie)
mounir.bouassida@enit.rnu.tn
mounir@lmsgc.enpc.fr

I. MARZOUGI
Institut supérieur des études technologiques (ISET) de Radès

Résumé

Une étude expérimentale en laboratoire a été menée sur une vase de Tunis, reconstituée suite à une consolidation initiale progressive jusqu'à une contrainte voisine de 60 kPa. Les échantillons du sol reconstitué ont été soumis à des essais œdométriques et à des essais triaxiaux consolidés drainés (CD) et consolidés non drainés (CU + u). La simulation des essais à l'aide du modèle SSM *(Soft Soil Model)* incorporé dans le programme PLAXIS a donné des résultats satisfaisants. Ce qui permettrait d'aborder, ultérieurement, des calculs numériques d'ouvrages géotechniques concernés par la vase de Tunis.

Mots-clés : comportement, expérimentation en laboratoire, paramètres, simulation numérique, sol mou, vase de Tunis.

Experimental study for modelling the behaviour of Tunis soft clay

Abstract

An experimental investigation has been carried out on remoulded Tunis soft clay after gradual initial consolidation up to 60 kPa. Oedometric tests, consolidated drained (CD) and consolidated undrained (CU + u) triaxial tests have been carried out on remoulded soft clay specimens. As a first attempt, the Soft Soil Model (SSM) is proposed as a constitutive model for Tunis soft clay under quasi static loadings. Using Plaxis software (version 8.1) a numerical simulation of oedometric and CD triaxial tests has been implemented. A good agreement has been observed between numerical and experimental results. Therefore, numerical computations may be conducted for geotechnical applications related to Tunis soft clay using the SSM model.

Key words : behaviour, laboratory experiment, model, numerical modelling, soft soil, Tunis soft clay.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

NOTATIONS

B	:	coefficient de Skempton
K_0^{NC}	:	coefficient de pression latérale des terres au repos du sol normalement consolidé
C'	:	cohésion effective ou drainée (kPa)
C_{CU}	:	cohésion consolidée non drainée (kPa)
C_U	:	cohésion non drainée (kPa)
C_c	:	indice de compression
e	:	indice des vides
$p = \frac{(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{3}$	:	contrainte totale moyenne (kPa)
$p' = \frac{(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)}{3}$	:	contrainte effective moyenne (kPa)
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	:	déviateur des contraintes ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) (kPa)
u	:	pression interstitielle (kPa)
w	:	teneur en eau (%)
ε_v	:	déformation volumique (%)
ε_1	:	déformation axiale (%)
ε_3	:	déformation radiale (%)
ε^e	:	déformation élastique (réversible) (%)
ε^p	:	déformation plastique (%)
σ_1	:	contrainte principale majeure (kPa)
σ'_1	:	contrainte principale effective axiale (kPa)
σ_3	:	contrainte principale mineure (kPa)
σ'_3	:	contrainte principale effective radiale (kPa)
σ_c	:	contrainte de consolidation (kPa)
τ	:	contrainte de cisaillement (kPa)
φ'	:	angle de frottement drainé (degrés)
φ_{cu}	:	angle de frottement non drainé (degrés)
ν_{ur}	:	coefficient de Poisson en déchargement rechargement
$tg\lambda_{cu}$	:	pente de la droite joignant les points de coordonnées (σ_c, C_u) dans le plan (σ, τ)
W_L	:	limite de liquidité (%)
W_P	:	limite de plasticité (%)
I_P	:	indice de plasticité (%)

ABRÉVIATIONS

CD	:	consolidé drainé
CU + u	:	consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle
CCM	:	Cam Clay Modifié
SSM	:	Soft Soil Model
LCPC	:	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (France)
ln	:	logarithme népérien
VT	:	vase de Tunis
VR	:	vase de Tunis reconstituée

On adopte la convention de contrainte normale positive en compression communément utilisée en mécanique des sols.

1 Introduction

Les argiles molles représentent une catégorie bien connue de sols problématiques rencontrés souvent dans les régions côtières sous forme de dépôts d'épaisseurs variables. Pour le mécanicien des sols, depuis la phase de reconnaissance géotechnique jusqu'à la modélisation du comportement, divers problèmes sont posés par les argiles molles comme la vase de Tunis, à commencer par la prise d'échantillons intacts qui est une tâche difficile à mener à cause du remaniement. On est parfois amené à mettre au point un appareillage adéquat pour éviter le remaniement de la vase lors de l'extraction des échantillons (Shogaki et Kaneko, 1994). Cette difficulté peut être surmontée en utilisant des essais *in situ* pour la détermination des caractéristiques mécaniques de ces sols. C'est le cas de la cohésion non drainée qui peut être déterminée directement à partir de l'essai scissométrique.

Un autre problème spécifique aux sols mous réside dans l'évolution de leurs caractéristiques au cours du temps. Les dépôts de sols mous étant souvent rencontrés dans un état sous-consolidé, leur chargement par étapes correspondant, par exemple, aux travaux en plusieurs phases, conduira à une modification significative de leur comportement. De telles considérations indiquent que, pour aborder l'étude du comportement d'un sol mou, des précautions sont à prendre, parmi lesquelles la reconstitution de l'histoire du sol. La reconstitution d'un sol mou est devenue une procédure quasi systématique lorsqu'il s'agit d'étudier une problématique donnée, par exemple le renforcement par colonnes (Bouassida et Porbaha, 2004).

Les argiles molles ont fait l'objet de nombreuses investigations, aussi bien théoriques qu'expérimentales, chacune d'elles étant spécifique à une problématique et à un contexte donnés (Henkel, 1960 ; Leroueil *et al.*, 1985 ; Hashash et Whittle, 1996 ; Stolle *et al.*, 1997 ; Khemissa *et al.*, 1997 ; Nagaraj et Miura, 2001 ; Liu et Carter, 2002 ; Ortiz et Pandolfi, 2004). A l'École nationale d'ingénieurs de Tunis (ENIT), la vase de Tunis avait fait l'objet d'une étude expérimentale en laboratoire sous chargement dynamique en torsion cyclique sur des échantillons intacts (Kanoun, 1981). Parmi les résultats obtenus lors de cette étude, une loi d'évolution du module du cisaillement avait été proposée. Par ailleurs, El Benna (1993) a conduit des investigations sur le comportement d'une kaolinite reconstituée sujette au fluage.

D'autres études ont ensuite été menées à l'ENIT sur la vase de Tunis reconstituée dont la première concerne le renforcement par colonnes de sable (Bouassida, 1996), alors que la deuxième étude se rapporte à la problématique de surestimation de la cohésion non drainée à partir de l'essai scissométrique (Bouassida et Boussetta, 1999).

Dans cet article, on présente une étude du comportement de cette vase dans le but de proposer un modèle de comportement. On justifie, en premier lieu, le recours à la reconstitution d'une argile molle en vue d'une expérimentation en laboratoire. On présente, ensuite, l'identification et les paramètres de deux échantillons de vase remaniée. En deuxième lieu, on présente selon la méthodologie proposée par Mestat (2001), une justification du choix du modèle de comportement des sols mous (SSM) pour la modélisation du comportement de la vase de Tunis. En troisième lieu, on décrit l'étude expérimentale menée et on présente les résultats obtenus. Cette partie s'achève par l'identification des paramètres du modèle SSM. En dernier lieu, on présente les résultats de simulation des essais qui ont servi à la détermination des paramètres du modèle SSM.

2

Reconstitution de la vase de Tunis : justifications, procédure et résultats

L'étude expérimentale du comportement des argiles molles nécessite une reconstitution en laboratoire pour (Chamsaï, 1983 ; Hatira, 1988 ; Khemissa *et al.*, 1997) :

- obtenir des échantillons homogènes : après élimination des débris de corps non assimilables à des particules solides (coquillages, débris végétaux, hétérogénéités) ;
- la connaissance de l'histoire de chargement du sol reconstitué ;
- la réduction du remaniement du sol induit par l'extraction d'échantillons.

2.1

Les prélèvements d'échantillons remaniés

Deux échantillons de sol remaniés désignés par VT1 et VT2 ont été prélevés à la tarière manuelle comme suit :

- *échantillon VT1* : prélevé au centre de Tunis à une profondeur de 2 m.
- *échantillon VT2* : prélevé au niveau de la voie express Tunis La Goulette à 3 m de profondeur.

Les deux échantillons visuellement similaires sont de couleur grise, ayant une odeur caractéristique et présentant des débris de coquillages. La coupe géotechnique du sol où le prélèvement VT2 a été fait est représentée sur la figure 1.

2.2

Les essais d'identification

Les essais d'identification ont comporté des analyses granulométriques selon les normes NFP 94-056 et NFP 94-057 et des essais de limites d'Atterberg selon la norme NF P 94-051 (Normes françaises, 1995). A partir des courbes granulométriques (Fig. 2) on constate que :

- l'échantillon VT1 est composé de 74 % de particules de dimensions inférieures à 80 μ et 10 % de particules de dimensions inférieures à 2 μ ;
- l'échantillon VT2 est composé de 98,2 % de particules de dimensions inférieures à 80 μ et 42 % de particules de dimensions inférieures à 2 μ.

Les limites d'Atterberg et les teneurs en eau naturelles des échantillons de vase remaniée VT1 et VT2 sont résumées dans le tableau I. D'après les résultats des essais d'identification (Fig. 2 et Tableau I), on conclut que les échantillons VT1 et VT2 contiennent une forte proportion de limon, il s'agit d'un limon très plastique, relativement mou, à faible pourcentage d'argile inférieur à 20 % pour l'échantillon VT1, alors que pour l'échantillon VT2 le pourcentage d'argile est supérieur à 40 %.

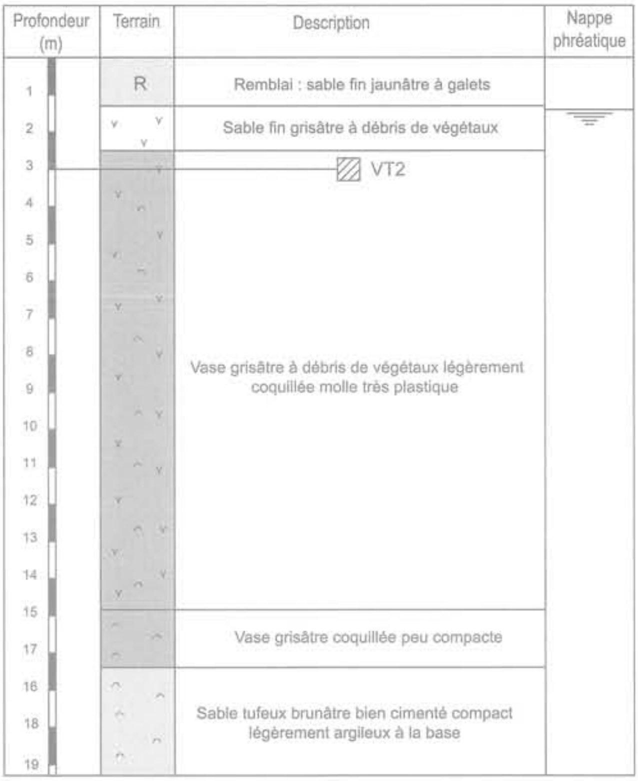

FIG. 1 **Coupe géotechnique du sol à l'endroit du prélèvement de l'échantillon de vase remaniée VT2 (3 m de profondeur).**
Soil profile at location of extracted disturbed sample VT2.

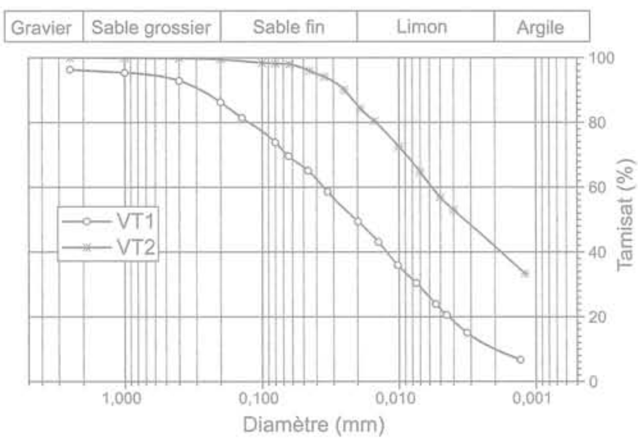

FIG. 2 **Courbes granulométriques des échantillons de vase remaniée VT1 et VT2.**
Grain size distributions of soft soil samples VT1 & VT2.

TABLEAU I **Limites d'Atterberg et teneurs en eau naturelles des échantillons de vase remaniée.**
Atterberg's limits and natural water content of soft soil samples.

Limites d'Atterberg	W_L	W_P	I_P	w (%)
Échantillon VT1	84	34	50	74
Échantillon VT2	80	31	49	68

Teneur en matières organiques. Généralement la vase est un sol qui contient une certaine proportion de matières organiques. La connaissance de la teneur en matières organiques s'avère importante du point de vue de la compressibilité (Schlosser, 1988 ; Philipponat et Hubert, 2000). En effet, la présence des matières organiques confère à la vase une compressibilité élevée (Schlosser, 1988). D'après les résultats enregistrés lors des campagnes géotechniques réalisées dans le cadre du projet « Pont Radès La Goulette » (Groupement nippon Köei *et al.*, 2001), la vase de Tunis présente un pourcentage faible à moyen en matières organiques (0,8 à 22 %).

Teneur en carbonate de calcium ($CaCO_3$). Elle renseigne sur la résistance mécanique d'une argile (Schlosser, 1988). Pour les échantillons de la vase de Tunis testés le pourcentage en carbonate de calcium varie de 18 à 21,4 % : il s'agit d'une argile d'origine marneuse.

2.3

Reconstitution de la vase de Tunis

La reconstitution de la vase comprend deux phases.

La première phase consiste à tamiser la vase naturelle sous l'eau à travers le tamis d'ouverture 100 μ. Le tamisât est ensuite séché à l'air libre jusqu'à obtenir une pâte dont la teneur en eau est de l'ordre de 120 % (environ égale à 1,5 fois la limite de liquidité de la vase naturelle).

La seconde phase consiste en une consolidation initiale, suivant un chemin œdométrique, dans des cellules en plexiglas de diamètre intérieur 19 cm et de 25 cm de hauteur. Au cours de cette consolidation, cinq paliers de chargement successifs sont appliqués, sous les contraintes 5, 10, 20, 35 et 60 kPa. Chaque palier de chargement est maintenu jusqu'à stabilisation du tassement de l'échantillon qui se produit généralement au bout de dix jours.

Deux échantillons notés VR1 et VR2 ont été obtenus respectivement des deux échantillons VT1 et VT2 (Tounekti *et al.*, 2006).

A partir des tassements finaux enregistrés, on trace la courbe de consolidation (Fig. 3). A partir de ces courbes, on détermine les indices de compression (tableau II). On a également procédé à la détermination des paramètres physiques des échantillons VR1 et VR2 (tableau II).

On adoptera une valeur moyenne de l'indice de compression $C_c = 0{,}65$ qui montre que la vase de Tunis reconstituée est un sol fortement compressible. Cette valeur est en accord avec la corrélation de Terzaghi et Peck (1967) pour les argiles normalement consolidées (NC) : $C_c = 0{,}009\,(W_L - 10)$.

A partir de chaque échantillon de vase reconstituée (Fig. 4), on a extrait par carottage des éprouvettes de sol ayant 38 mm de diamètre pour les essais triaxiaux et 50 mm de diamètre pour les essais œdométriques.

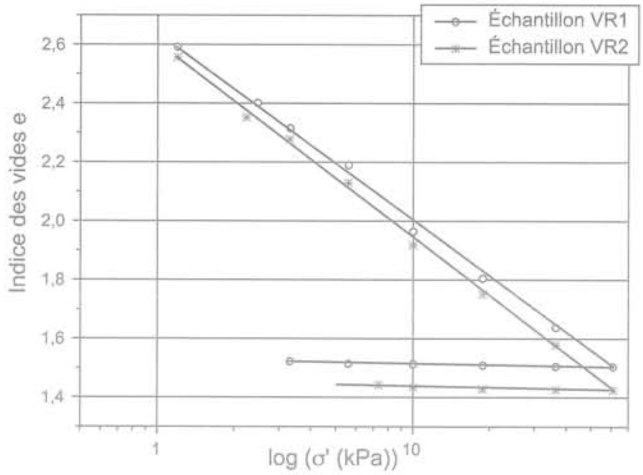

FIG. 3 **Courbes de consolidation vierge de la vase de Tunis reconstituée.**
Virgin consolidation curves of remoulded Tunis soft clay samples.

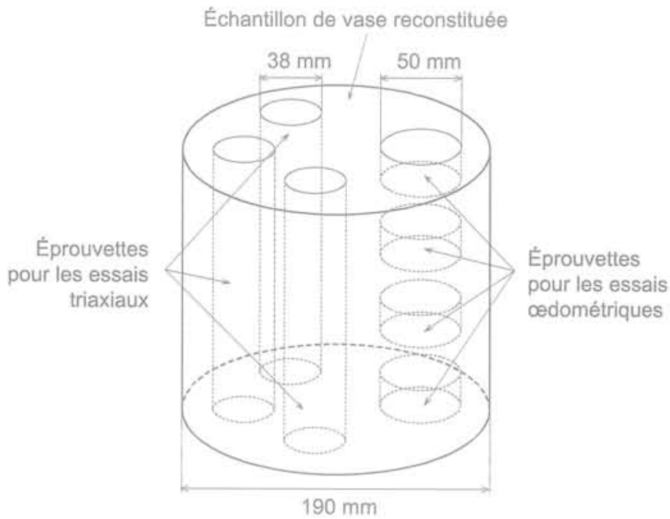

FIG. 4 **Extraction des éprouvettes à partir d'un échantillon de vase reconstituée.**
Cored specimens from remoulded soft clay sample.

3

Étude expérimentale : essais réalisés et résultats obtenus

3.1

Essais œdométriques

L'appareillage utilisé (le bâti) est du type Wykeham Farrance. Une série d'essais a été réalisée sur la vase de Tunis reconstituée à raison de trois essais pour l'échantillon VR1 et deux essais pour l'échantillon VR2.

TABLEAU II **Paramètres physiques et indice de compression de la vase reconstituée.**
Physical parameters and compression index of remoulded soft clay samples.

Vase reconstituée	Poids volumique total (kN/m³)	Teneur en eau (%)	Poids spécifique des grains solides (kN/m³)	Indice de compression
Échantillon VR1	16,4	67,5	25,2	0,64
Échantillon VR2	17	56,5	25,6	0,67

Cette procédure permet de vérifier la reproductibilité des essais. Lors d'un essai œdométrique, l'éprouvette est soumise à un chargement variant de 3 kPa jusqu'à 1 600 kPa pour l'échantillon VR1 (jusqu'à 800 kPa pour l'échantillon VR2). A chaque palier, le chargement est maintenu constant pendant 24 heures. Un cycle de déchargement-rechargement a été réalisé pour la contrainte 100 kPa. Après le dernier chargement, un déchargement est effectué, par palier d'une heure.

Les résultats des essais œdométriques sont représentés sur les figures 5 et 6. La détermination de la contrainte de préconsolidation σ'_p a été effectuée selon la méthode du LCPC qui est jugée plus représentative que la méthode de Casagrande (Hatira, 1988). En effet, la méthode de Casagrande n'inclut pas le cycle de déchargement-rechargement à partir duquel on détermine l'indice de gonflement C_g.

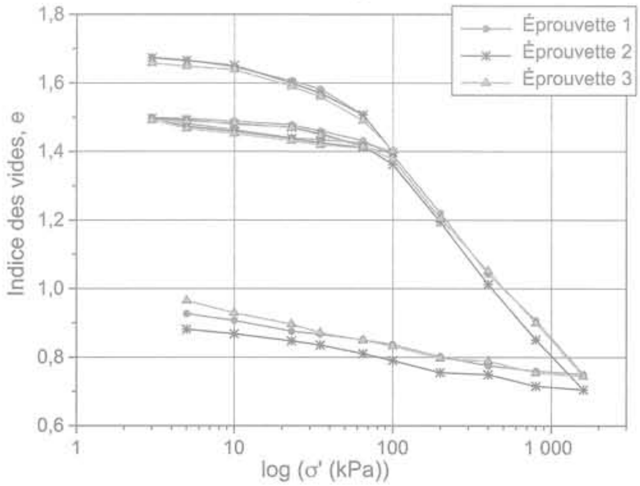

FIG. 5 **Courbes oedométriques enregistrées sur l'échantillon VR1 de vase reconstituée.**
Oedometric curves of remoulded soft clay (sample VR1).

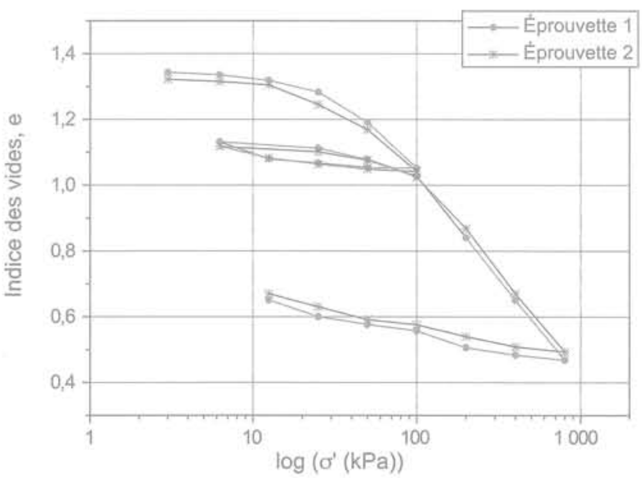

FIG. 6 **Courbes œdométriques enregistrées sur l'échantillon VR2 de vase reconstituée.**
Oedometric curves of remoulded soft clay (sample VR2).

Pour déterminer la valeur de l'indice de compression, on a utilisé la méthode graphique de Schmertman (Holtz et Kovacs, 1991). Les valeurs de l'indice de compression déterminées par cette méthode sont presque égales à celles déduites de la courbe de consolidation vierge (Tableau II). Les valeurs des indices de compression et de gonflement et de la contrainte de préconsolidation déterminées à partir des courbes œdométriques sont résumées dans le tableau III.

Les valeurs des indices de compression et de gonflement indiquent que la vase reconstituée est, d'une part, fortement compressible et, d'autre part, très peu gonflante. On note que la vase reconstituée est légèrement sous-consolidée par comparaison entre les valeurs de σ'_p indiquées dans le tableau III et la contrainte appliquée lors de la consolidation initiale, qui est environ de 60 kPa. Toutefois, il faut souligner que lors de la consolidation initiale, la mesure de la surpression interstitielle n'a pas été faite. Par conséquent, il pourrait en résulter une consolidation initiale inachevée sur toute l'épaisseur de l'échantillon. Ce qui peut expliquer l'état « légèrement sous-consolidé » de la vase.

3.2 Essais triaxiaux de révolution

3.2.1 Dispositif expérimental

Le dispositif expérimental utilisé pour la réalisation des essais triaxiaux de révolution est celui de l'Institut supérieur des études technologiques (ISET) de Radès. Les cellules triaxiales peuvent contenir des éprouvettes de diamètres variant de 35 à 50 mm, et supporter des pressions de fluide allant jusqu'à 1 700 kPa. La presse permet d'exercer une force verticale maximale de 50 kN. Des vitesses de cisaillement variant de 10^{-5} à 50 mm/min sont réalisables. La pression de confinement et la contrepression sont mesurées à l'aide d'un manomètre à aiguille. La pression interstitielle est mesurée à l'aide d'un capteur analogique. L'équipement utilisé est muni d'un appareil pour la mesure de la variation de volume.

En phase de consolidation isotrope, on enregistre, en fonction du temps, le degré de consolidation, la déformation volumique et le volume corrigé de l'éprouvette. Dans la phase de cisaillement, on enregistre le déviateur de contrainte, la déformation axiale et la variation de volume de l'éprouvette.

3.2.2 Essais réalisés

Deux séries d'essais de type consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU + u) et deux séries d'essais du type consolidé drainé (CD) ont été réalisées comme suit :

TABLEAU III **Caractéristiques œdométriques des échantillons de vase de Tunis reconstituée.**
Oedometric characteristics of remoulded soft clay samples.

Vase reconstituée	Indice de compression C_c	Indice de gonflement C_g	σ'_p (kPa)
Échantillon VR1	0,637	0,064	45
Échantillon VR2	0,675	0,09	48

– sur les éprouvettes extraites de l'échantillon VR1, des essais CD ont été réalisés à une vitesse de 0,05 mm/min pour trois valeurs de la contrainte de consolidation isotrope (20, 60 et 120 kPa). Ce choix est justifié par le fait que les dépôts de vase molle très compressibles (de la ville de Tunis) sont fréquemment rencontrés depuis la surface jusqu'à 15 à 20 m de profondeur (Fig. 1), ce qui correspond donc à une contrainte verticale effective en place ne dépassant pas 150 kPa ;

– sur les éprouvettes extraites de l'échantillon VR2, deux séries d'essais triaxiaux « CU + u » ont été réalisées à une vitesse de 0,02 mm/min. Des essais triaxiaux de type consolidé drainé CD ont été également réalisés à une vitesse de 0,005 mm/mn. Les deux types d'essais ont été réalisés pour trois valeurs de la contrainte de consolidation isotrope (50, 100 et 150 kPa) ;

– avant de réaliser la consolidation isotrope, l'état de saturation des éprouvettes a été vérifié par la détermination du coefficient de Skempton (B). Pour tous les essais réalisés, on a obtenu $0{,}95 \leq B \leq 0{,}98$; ce qui permet de s'assurer de la bonne saturation des éprouvettes ;

– lors du cisaillement drainé, l'évolution de la surpression interstitielle n'a pas été enregistrée, faute de capteur.

3.2.3

Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon VR1

Les résultats des essais triaxiaux CD sont illustrés sur les figures 7, 8, 9 et 10. La figure 7 montre que la variation du volume s'amplifie avec l'augmentation de la contrainte de consolidation. La fin de la consolidation est caractérisée par une variation de volume quasi nulle.

On remarque sur la figure 8 que les valeurs du déviateur de contrainte à la rupture correspondent à une déformation axiale inférieure ou égale à 10 %. La figure 9 représente la variation de volume en phase de cisaillement. On note un comportement contractant tout au long du chargement avec une tendance à la stabilisation aux grandes déformations.

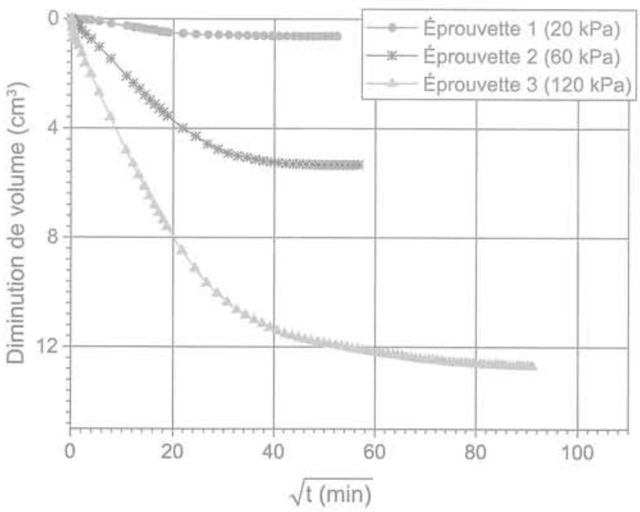

FIG. 7 **Variation de volume lors de la consolidation isotrope sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.**
Decrease in volume during isotropic consolidation of remoulded soft clay (sample VR1).

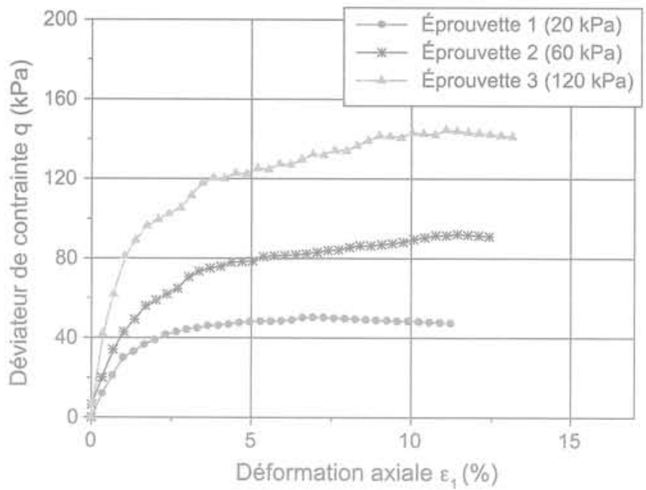

FIG. 8 **Courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.**
Stress strain curves during consolidated drained shear test of remoulded soft clay (sample VR1).

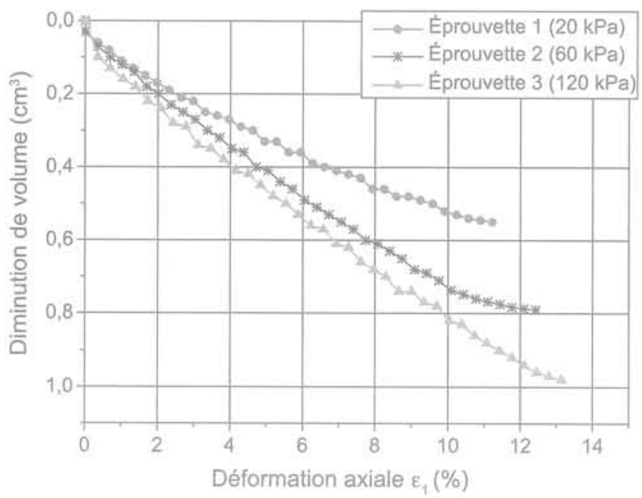

FIG. 9 **Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.**
Volume variation *versus* axial strain during CD triaxial shear test (sample VR1).

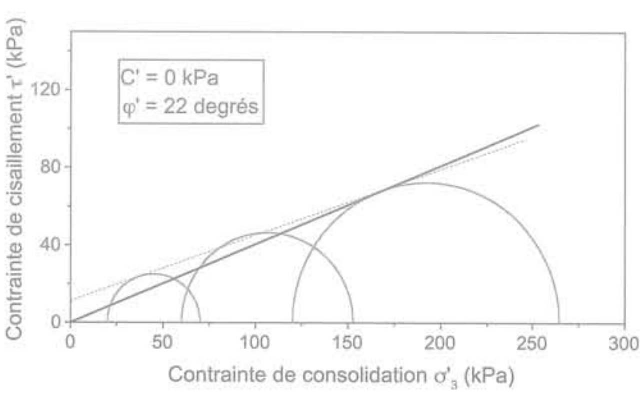

FIG. 10 **Courbe intrinsèque à partir d'essais triaxiaux CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR1.**
Intrinsic curve from consolidated drained tests on remoulded soft clay (sample VR1).

La figure 10 montre les résultats des essais dans le plan de Mohr. La tangente commune aux cercles de Mohr donne une cohésion excessive pour un sol reconstitué. En faisant passer la tangente par l'origine, on obtient : $C' = 0$ kPa et $\varphi' = 22$ degrés.

3.2.4

Résultats des essais triaxiaux « CU + u » effectués sur l'échantillon VR2

Les résultats des trois essais « CU + u » sont montrés sur les figures 11 à 13. On remarque que les valeurs du déviateur de contrainte à la rupture correspondent à une déformation axiale inférieure ou égale à 10 %. La figure 12 indique les chemins de contraintes totales et effectives dans le plan (p, q). On note pour les contraintes de consolidation $\sigma_3 = 50$ kPa et $\sigma_3 = 100$ kPa une tendance à l'augmentation de la contrainte effective moyenne en fin de cisaillement, alors que pour $\sigma_3 = 150$ kPa la contrainte effective moyenne continue à diminuer.

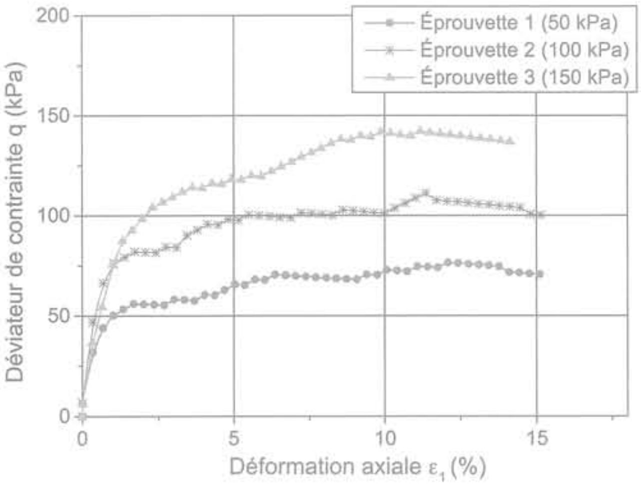

FIG. 11 **Courbes contrainte-déformation lors du cisaillement non drainé réalisé sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).**
Stress strain curves during consolidated undrained shear of remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

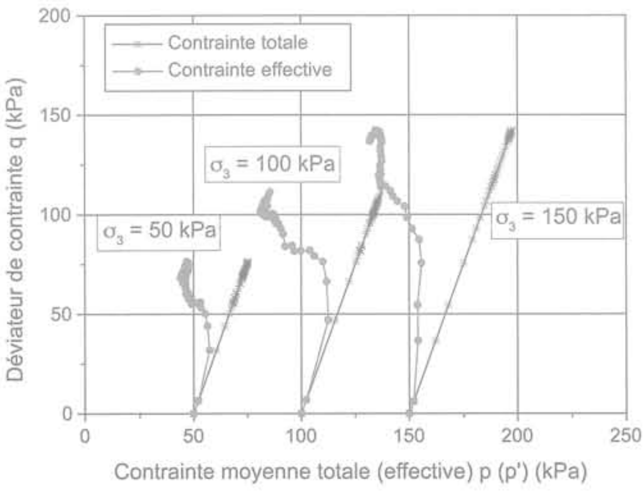

FIG. 12 **Chemins de contrainte lors du cisaillement non drainé réalisé sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).**
Stress path curves during consolidated undrained shear of remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

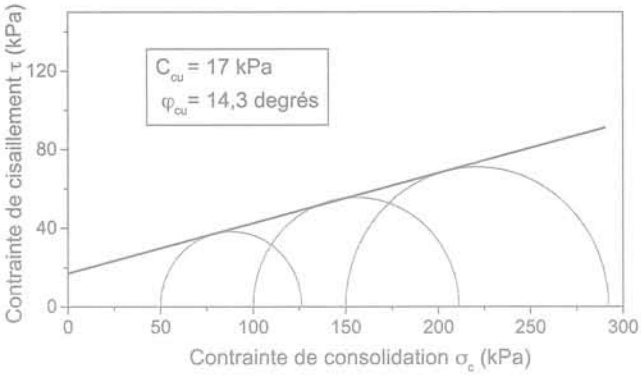

FIG. 13 **Courbe enveloppe à partir d'essais triaxiaux « CU + u » réalisés sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 1).**
Intrinsic curve from consolidated undrained tests on remoulded soft clay (sample VR2 Serial 1).

La figure 13 montre les résultats des essais dans le plan de Mohr. On détermine, en outre, le paramètre $tg\lambda_{cu}$ qui permet de calculer l'accroissement de la cohésion non drainée en fonction de l'accroissement de la contrainte de consolidation :

$$tg\lambda_{cu} = \frac{\Delta C_u}{\Delta \sigma_c} \quad (1)$$

Ce paramètre a été calculé entre les contraintes de consolidation 100 et 150 kPa afin d'être sûr qu'on se trouve dans le domaine normalement consolidé. On obtient la valeur moyenne $tg\lambda_{cu} = 0{,}3$ (Tableau IV).

TABLEAU IV **Caractéristiques mécaniques à court terme de l'échantillon de vase reconstituée VR2 à partir d'essais CU +u.**
Short term and long term shear characteristics of remoulded soft clay sample VR2.

Essai CU + u	C_{cu} (kPa)	φ_{cu} (degrés)	$tg\lambda_{cu}$
Série 1	17	14,3	0,309
Série 2	16	14	0,302

Par ailleurs, à partir de la courbe enveloppe déterminée lors d'un essai « CU + u », l'évolution théorique de la cohésion non drainée en fonction de la contrainte de consolidation s'exprime par :

$$C_u(\sigma_c) = C_{cu}\frac{\cos\varphi_{cu}}{1-\sin\varphi_{cu}} + \sigma_c\frac{\sin\varphi_{cu}}{1-\sin\varphi_{cu}} \quad (2)$$

A partir des valeurs des caractéristiques C_{cu} et φ_{cu} représentées dans le tableau IV et des valeurs de la contrainte de consolidation utilisées lors des essais « CU + u » (séries n° 1 et n° 2), la prédiction « théorique » de la cohésion non drainée à partir de (2) concorde d'une manière satisfaisante avec les valeurs expérimentales. Compte tenu de la marge des contraintes de consolidation utilisées lors des essais triaxiaux « CU + u » et de la coupe géotechnique (Fig. 1), le paramètre d'augmentation de la cohésion non drainée $tg\lambda_{cu} = 0{,}3$ est représentatif sur une profondeur de 18 m environ.

3.2.5

Résultats des essais triaxiaux CD effectués sur l'échantillon VR2

Les résultats des essais drainés sont montrés sur les figures 14, 15 et 16. Pour le cisaillement drainé, la marge des vitesses faibles étant relativement étendue

(0,05 mm/min jusqu'à 5.10^{-3} mm/min), il est donc intéressant de voir à partir de quelle vitesse de cisaillement les résultats de l'essai CD sont pratiquement similaires. Ce qui permettra de ne pas toujours retenir la vitesse la plus faible pour le cisaillement.

Il est intéressant de procéder à la comparaison entre les résultats des essais triaxiaux CD effectués, d'une part, sur l'échantillon VR1 (Figs. 7 à 10), et, d'autre part, sur l'échantillon VR2 (Figs. 14 à 16). On constate que les caractéristiques à long terme C' et φ' ne sont quasiment pas modifiées en passant de la vitesse de cisaillement 0,05 mm/min, pour l'échantillon VR1, à la vitesse 0,005 mm/min pour l'échantillon VR2. Ce qui permet de justifier, *a priori*, que la vitesse de cisaillement 0,05 mm/min était suffisante pour conduire le cisaillement drainé. L'évolution de la contrainte déviatorique pour l'échantillon VR2 (Fig. 14) est similaire à celle observée pour l'échantillon VR1 (Fig. 8). Mais la variation de volume observée pour l'échantillon VR2 (Fig. 15) ne rend pas compte d'une stabilisation en fin de cisaillement observée sur l'échantillon VR1 (Fig. 9).

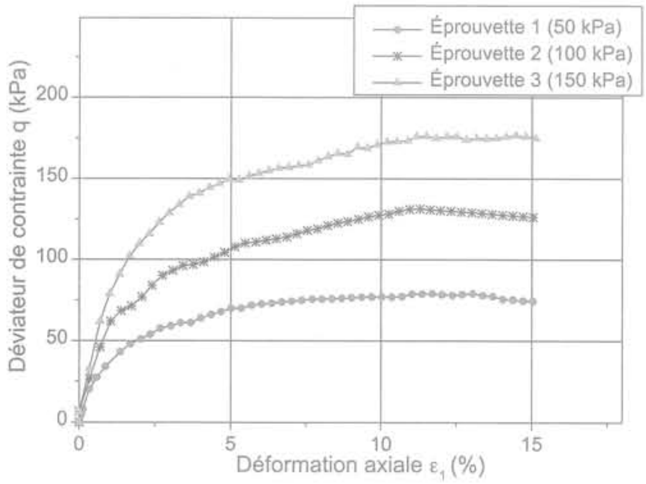

FIG. 14 **Courbes contrainte-déformation lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 2).**
Stress strain curves during consolidated drained shear tests on remoulded soft clay (sample VR2).

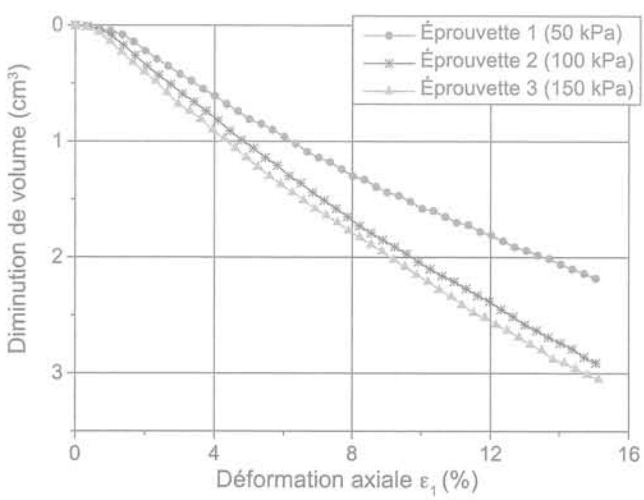

FIG. 15 **Variation de volume en fonction de la déformation axiale lors de la phase de cisaillement des essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2 (série 2).**
Volume variation *versus* axial strain during CD triaxial shear tests (sample VR2).

En suivant la démarche utilisée pour l'interprétation des essais CD sur l'échantillon VR1, on obtient φ' = 21,2 degrés (Fig. 16). Ainsi, on retiendra les caractéristiques suivantes : vase normalement consolidée avec un indice de compression C_c = 0,65, un angle de frottement drainé φ' = 21,5 degrés et une cohésion C' = 0 kPa (Tableau V).

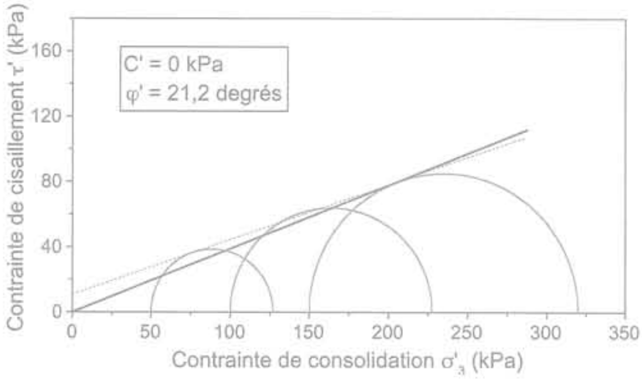

FIG. 16 **Courbe intrinsèque à partir d'essais CD sur l'échantillon de vase reconstituée VR2.**
Intrinsic curve from consolidated drained tests on remoulded soft clay (sample VR2).

TABLEAU V **Caractéristiques mécaniques à long terme des échantillons de vase reconstituée déterminés à partir des essais triaxiaux consolidés drainés.**
Long term shear characteristics of remoulded soft clay samples VR1 and VR2 determined from consolidated drained triaxial tests.

Essai CD	C' (kPa)	φ' (degrés)
Échantillon VR1	0	22
Échantillon VR2	0	21,2

4 Choix d'un modèle de comportement

Le modèle des sols mous *(Soft Soil Model* : Brinkgreve , 1994) a été utilisé pour la modélisation du comportement de la vase. Ce choix est justifié par la simplicité de la détermination des paramètres de ce modèle et par sa large utilisation.

Ce modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumique, ε_v et la contrainte effective moyenne (Fig. 17) :

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = \lambda^*.\ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (3)$$

où λ* est l'indice de compression modifié.

Pour le cycle déchargement-rechargement isotrope on a :

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = \kappa^*.\ln\left(\frac{p'}{p'_0}\right) \quad (4)$$

où κ* est l'indice de gonflement modifié qui gouverne le comportement du sol mou, au cours du cycle de déchargement-rechargement, qui est supposé élastique.

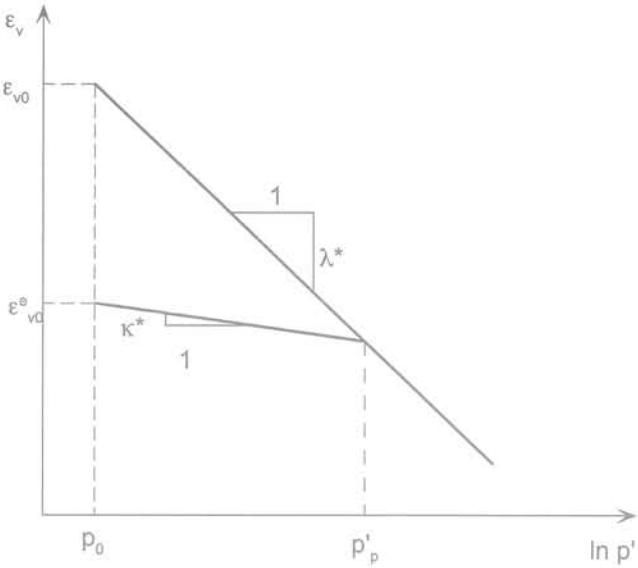

FIG. 17 **Représentation de la courbe de consolidation vierge du sol avec les paramètres du modèle SSM.**
Projection in (e, ln p') diagram of characteristic curve for SSM model.

Dans le plan (p', q), la fonction de charge est définie par (Brinkgreve et Vermeer, 1998) :

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + C'.\cot\varphi')} + p' - p_p \qquad (5)$$

p_p est la contrainte de préconsolidation qui s'exprime en fonction de la déformation plastique volumique ε_v^p :

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \qquad (6)$$

Dans le plan (p', q) la fonction de charge définie par (5) et (6) est représentée par une ellipse (Fig. 18).

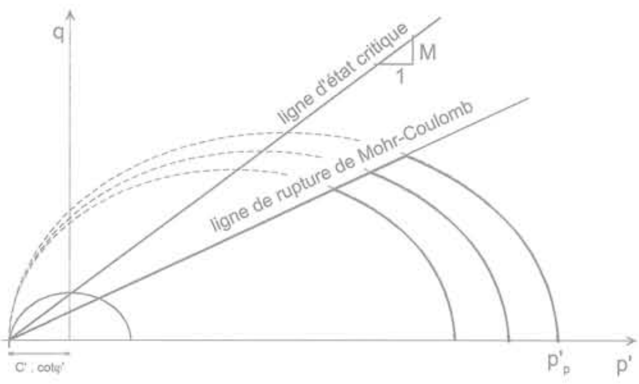

FIG. 18 **Surfaces de charge elliptiques du modèle SSM dans le plan (p', q).**
Projections of SSM model yield surface and critical state curve in (p', q) diagram.

Le paramètre M dans l'équation (5) permet de situer le sommet de l'ellipse. Il est exprimé en fonction du coefficient K_0^{NC}, qui caractérise l'état du sol normalement consolidé avec une déformation latérale nulle, par l'expression (Brinkgreve, 1994) :

$$M = 3\sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{NC})(1+\nu_{ur})}} \qquad (7)$$

La valeur de ce paramètre est supérieure à celle correspondant au modèle Cam Clay modifié : $M = \dfrac{6\sin\varphi'}{3-\sin\varphi'}$.

D'après Schlosser (1988), pour une argile normalement consolidée, on a $K_0^{NC} = 0{,}5$; le coefficient de Poisson en déchargement/rechargement est pris égal à $\nu_{ur} = \dfrac{1}{3}$.

5

Simulation des essais réalisés

La simulation numérique a été effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS (version 8.1) (Brinkgreve et Vermeer, 1998). Les paramètres λ^* et κ^* ont été déterminés à partir des caractéristiques œdométriques C_c et C_g :

$$\lambda^* = \frac{C_c}{(1+e_0)\ln 10} \qquad (8)$$

$$\kappa^* = \frac{C_g}{(1+e_0)\ln 10} \qquad (9)$$

e_0 désigne l'indice des vides initial qui est déterminé à partir de l'essai œdométrique.

Les paramètres du modèle SSM retenus pour la simulation numérique sont résumés dans le tableau VI, où « POP » désigne la contrainte de préconsolidation. La perméabilité du sol, supposée isotrope, a été déterminée à partir de la formule : $k = c_v \dfrac{\gamma_w}{(1+e_0)} \dfrac{\Delta e}{\Delta\sigma'_v}$ où c_v est le coefficient de consolidation verticale.

Les calculs numériques ont été effectués avec un maillage en éléments triangulaires à quinze nœuds avec douze points de Gauss pour chaque élément (Fig. 19).

5.1

Simulation numérique de l'essai œdométrique

La simulation de l'essai œdométrique est menée en axisymétrie (Fig. 20). Les conditions aux limites sont présentées sur la figure 21. Les déplacements vertical et horizontal sont bloqués sur la base inférieure, alors que seul le déplacement horizontal est bloqué au niveau de l'axe de l'éprouvette (symétrie) et le bord latéral (condition expérimentale). En contrainte, le niveau supérieur de l'éprouvette est soumis à une

TABLEAU VI **Paramètres du modèle SSM pour les échantillons de la vase reconstituée pour la simulation numérique.**
Soft Soil Model parameters for remoulded soft clay for numerical simulation.

Paramètre	Unité	VR1	VR2
γ_{unsat}	(kN/m³)	16	16
γ_{sat}	(kN/m³)	17	17
k_x	(m/jour)	$8{,}10^{-5}$	$7{,}10^{-5}$
k_y	(m/jour)	$8{,}10^{-5}$	$7{,}10^{-5}$
e_0	(–)	1,68	1,35
λ^*	(–)	0,1	0,12
κ^*	(–)	0,01	0,017
c	(kN/m²)	1	1
φ	(degrés)	22	21,1
ν	(–)	0,33	0,33
K_0^{nc}	(–)	0,5	0,5
M	(–)	1,67	1,67
POP	(kN/m²)	45	48

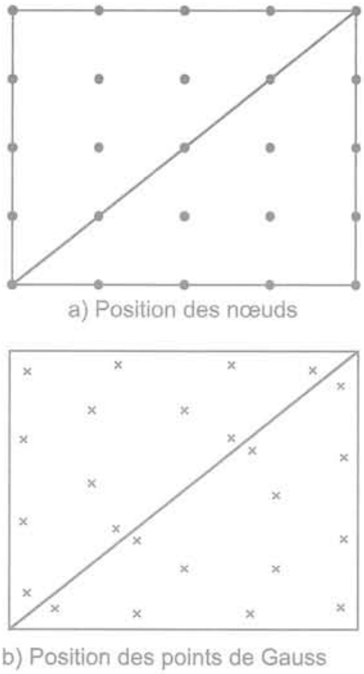

FIG. 19 **Maillage de l'éprouvette en éléments finis triangulaires à quinze nœuds.**
Triangular finite element mesh of cylindrical specimen.

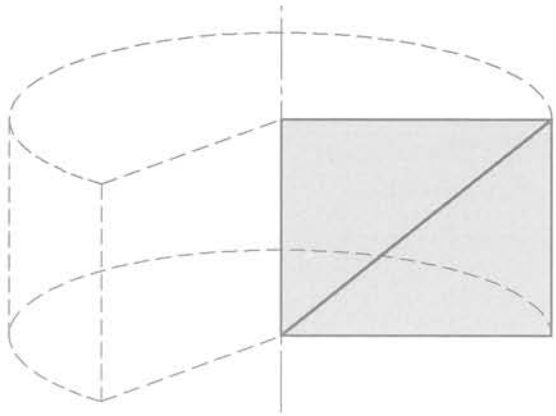

FIG. 20 **Modélisation de l'éprouvette lors de la simulation numérique.**
Specimen modelling in numerical simulation of tests.

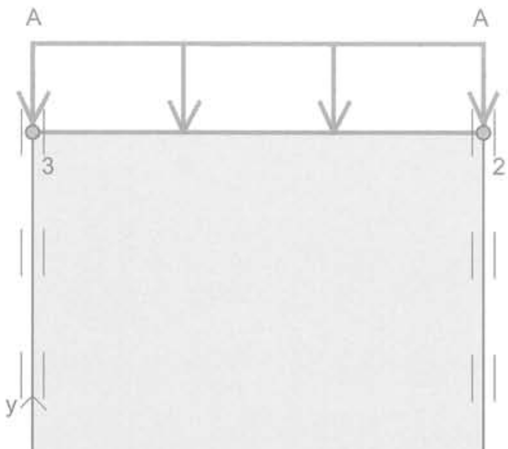

FIG. 21 **Modélisation et conditions aux limites lors de l'essai œdométrique.**
Boundary conditions of oedometric test.

contrainte verticale uniforme. L'essai est simulé en augmentant la contrainte verticale jusqu'à atteindre la valeur maximale appliquée au cours de l'essai œdométrique. Pour chaque niveau de contrainte, une phase de consolidation est simulée pour une durée d'un jour.

Interprétation des résultats

Les résultats sont donnés dans les figures 22 et 23. On constate que la prédiction numérique de la phase de consolidation primaire (droite de pente C_c) est globalement en accord avec le comportement observé. Cependant, on note une légère différence entre les courbes expérimentales et la courbe numérique du fait que la pente C_c a été déterminée à partir de la courbe de consolidation vierge qui est légèrement plus raide que la pente de la droite obtenue lors de l'essai œdométrique. Dans la phase de « déchargement-rechargement » et dans la dernière phase de déchargement la prédiction numérique sous-estime légèrement le gonflement du sol. Ce résultat est attribué essentiellement au remaniement du sol lors de l'extraction des éprouvettes.

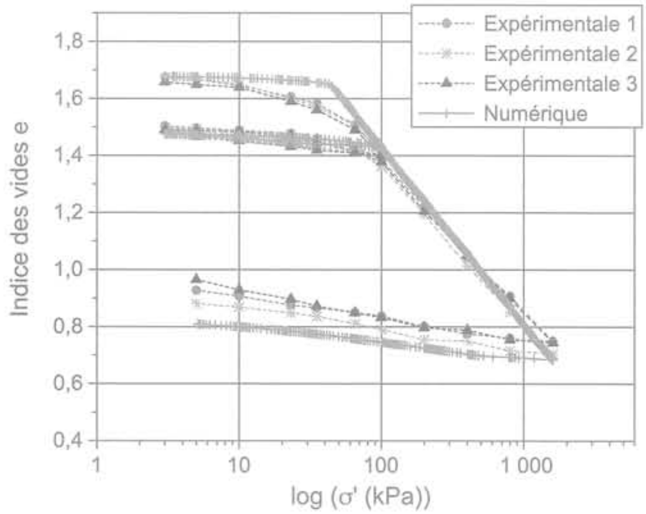

FIG. 22 **Courbes numériques et expérimentales obtenues lors des essais œdométriques exécutés sur la vase reconstituée VR1.**
Numerical and experimental curves from oedometric tests performed on reconstituted soft clay (sample VR1).

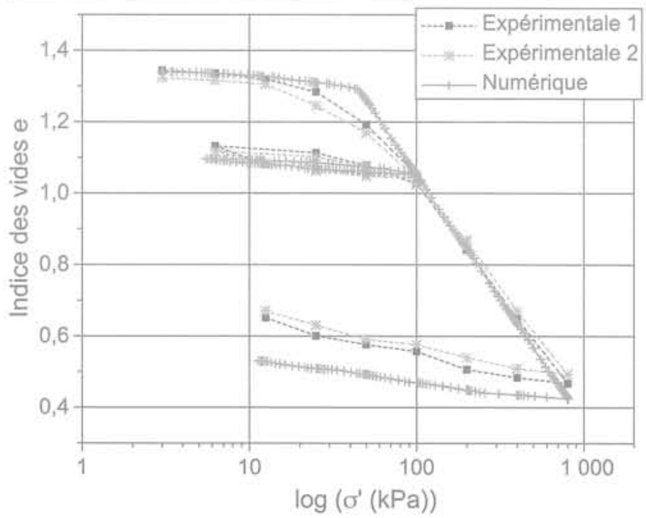

FIG. 23 **Courbes numériques et expérimentales obtenues lors des essais œdométriques exécutés sur la vase reconstituée VR2.**
Numerical and experimental curves from oedometric tests performed on reconstituted soft clay (sample VR2).

5.2
Simulation de l'essai triaxial consolidé drainé

Les essais drainés ont été modélisés avec les conditions aux limites illustrées sur la figure 24 (Bouassida, 1988). Les résultats sont donnés dans les figures 25 et 26. Lors de la phase de cisaillement, on constate une bonne prédiction du comportement des éprouvettes dans la phase des faibles déformations (inférieures à 2 %) et une prédiction satisfaisante du déviateur de contrainte à la rupture du sol. Le tableau VII résume la différence entre les valeurs numérique et expérimentale du déviateur au pic. On constate que cette différence est inférieure à 16 % lorsque la contrainte de consolidation est supérieure à 50 kPa.

On note que le modèle sous-estime la résistance de la vase pour les faibles valeurs de la contrainte de consolidation (inférieures à 50 kPa).

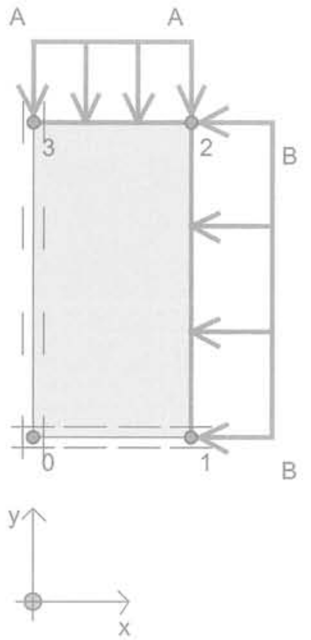

FIG. 24 **Géométrie et conditions aux limites lors de l'essai triaxial de révolution.**
Boundary conditions of triaxial test.

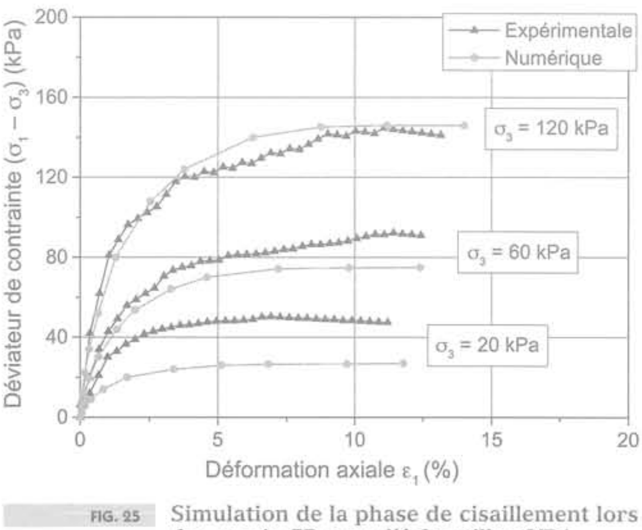

FIG. 25 **Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon VR1.**
Simulation of consolidated drained shear tests (sample VR1).

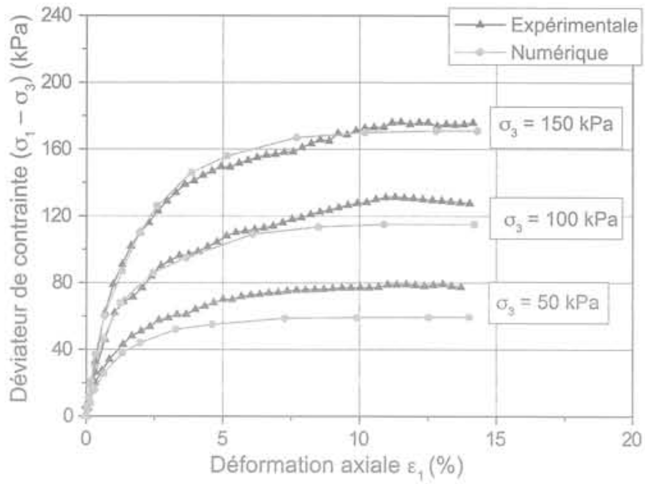

FIG. 26 **Simulation de la phase de cisaillement lors des essais CD pour l'échantillon VR2.**
Simulation of consolidated drained shear tests (sample VR2).

TABLEAU VII **Différence relative entre les valeurs expérimentale et numérique du déviateur de contrainte à la rupture lors d'un cisaillement drainé.**
Relative difference between experimental and numerical deviatoric stress at peak drained shear failure.

Contrainte de consolidation σ_c (kPa)	Différence relative maximale (%)	
	VR1	VR2
20	45	
60	16	
120	2	
50		23
100		10
150		1

6
Conclusion

Cet article a présenté une étude expérimentale du comportement de la vase de Tunis reconstituée en vue d'une modélisation de son comportement. Après reconstitution sur chemin œdométrique, des essais œdométriques et triaxiaux CD et (CU + u) ont été réalisés. L'étude en laboratoire a montré que la vase reconstituée est fortement compressible et peut être considérée comme normalement consolidée. Les essais ont également permis de déterminer les caractéristiques de résistance de la vase à court et à long termes.

Les essais ont été simulés à l'aide du modèle de comportement SSM incorporé dans le logiciel PLAXIS. Globalement, un bon accord a été obtenu entre les essais et le modèle.

Ce travail doit être poursuivi pour tester le modèle sur d'autres chemins de chargement avant son utilisation pour le calcul des ouvrages géotechniques concernés par la vase de Tunis.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier vivement Mesdames S. Boussetta et Z. Guetif, membres de l'unité de recherche d'ingénierie géotechnique (ENIT), qui ont procuré une aide substantielle pour l'aboutissement de ce travail.

Bibliographie

Bouassida M. – Étude expérimentale et théorique du comportement de la grave non traitée. *Revue française de géotechnique*, n° 42, 1988, p. 5-21.

Bouassida M. – Étude expérimentale du renforcement de la vase de Tunis par colonnes de sable – application pour la validation de la résistance en compression théorique d'une cellule composite confinée. *Revue française de géotechnique*, n° 75, 1996, p. 3-12.

Bouassida M., Boussetta S. – On the Determination of Vane Shear Strength of Soft Soils. *Proc. 12th African Reg. Conf. on Soil Mech. and Geotech.* Eng, Durban (South Africa), 24-27 octobre 1999, p. 285-291.

Bouassida M., Porbaha A. – Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns – application to a deep mixing technique. *Soils and Foundations*, vol. 44, n° 3, 2004, p. 91-101.

Brinkgreve R.B.T. – *Geomaterial Models and Numerical Analysis of Softening*. Dissertation. Delft University of Technology, 1994.

Brinkgreve R.B.T., Vermeer P.A. – *Plaxis-Finite Element Code for Soil and Rocks Analysis*. Version 8. AA. Balkema, Rotterdam Brookfield, 1998.

Chamsai P. – *Contribution à l'étude du comportement mécanique des argiles saturées*. Thèse de doctorat de 3e cycle. École centrale des arts et manufactures, 1983.

El Benna A. – *Contribution à l'étude du comportement des argiles*. Mémoire de diplôme d'études approfondies, Département génie civil, ENIT, 1993.

Hashash Y., Whittle A.J. – Ground Movement Prediction for Deep Excavation in Soft Clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 122, n° 6, juin 1996, p. 474-486.

Hatira M. – *Les essais œdométriques asservis, contribution à la mise au point d'un matériel d'essai et techniques de réalisation et d'exploitation*. Thèse de doctorat de 3e cycle. Institut national des sciences appliquées de Rennes, 1988.

Henkel D.J. – The shear strength of saturated remoulded clays. *ASCE Speciality Conference on shear Strength of cohesive soils*, Boulder, Colorado, 1960, p. 533-554.

Holtz R.D., Kovacs W.D. – *Introduction à la géotechnique*. Traduit par J. Lafleur. Éditions de l'École polytechnique de Montréal, 1991, 808 p.

Kanoun F. – *Propriétés dynamiques de la vase de Tunis*. Thèse de doctorat de 3e cycle, univ. P.-Sabatier, Toulouse, 1981.

Khemissa M., Magnan J.P., Josseaume H. – Étude en laboratoire des propriétés mécaniques de l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour). *Revue française de géotechnique*, n° 81, 1997, p. 3-25.

Leroueil S., Magnan, J.P., Tavenas F. – *Remblais sur argiles molles*. LCPC et Technique et Documentation, Lavoisier, 1985.

Liu M.D., Carter J.P. – A structured Cam Clay Model. *The University of Sydney, Department of Civil Engineering, Centre for Geotechnical Research*, Research Report n° 814, 2002.

Mestat P. – MOMIS : une base de données sur la modélisation numérique des remblais sur sols compressibles et sur la confrontation calculs – mesures *in situ*. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* 232, mai-juin 2001, p. 43-58.

Nagaraj T.S., Miura N. – *Soft clay behaviour. Analysis and Assessment*. A.A. Balkema, Rotterdam, 2001.

Nippon Köei, PCI, SCET-Tunisie & STUDI Ingénierie – Étude d'exécution et supervision de construction du pont Radès. La Goulette, phase 1 conception. Rapport de la campagne géotechnique, 2001.

Normes françaises – *Essais de reconnaissance des sols*. AFNOR Géotechnique, Tome 1, 1995.

Ortiz M., Pandolfi A. – A variational Cam-clay theory of plasticity. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 193, Issues 27-29, 2004, p. 2645-2666.

Philipponnat G., Hubert B. – *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, 2000.

Schlosser F. – *Éléments de mécanique des sols*. Presses Ponts et Chaussées, 1988.

Shogaki T., Kaneko M. – Effect of sample disturbance on strength and consolidation parameters of soft clays. *Soils and Foundations*, vol. 34, n° 3, 1994, p. 1-10.

Stolle D.F.E., Vermeer P.A., Bonnier P.G. – A soft soil model and experiences with two integration schemes. *Numerical Models in Geomechanics, NUMOG*, 1997, p. 123-128.

Terzaghi K., Peck B.B. – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, John Wiley et Son, Inc., 2e éd., 1967.

Tounekti F., Klai M., Bouassida M. – Assessment of an elastoplastic behaviour model for Tunis soft clay. *Proc. XIIIth Danube International Geotechnical Conference*, Ljubljana, 28-31 mai, 2006.

Effet de la fraction des fines sur le comportement d'un sable limoneux

A. ARAB[1, 2]
I. SHAHROUR[1]
S. HAMOUDI[2]
L. LANCELOT[1]

[1] *Laboratoire de mécanique de Lille (UMR 8107) Université de Lille 1 Polytech-Lille 59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex*

[2] *Département génie civil USTO Université de Chlef Route de Sendjas, BP 151 02000 Chlef (Algérie)*

Résumé

Cet article présente une étude en laboratoire de l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude est basée sur des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés pour des fractions de fines variant entre 0 et 50 %. Les essais ont été effectués sur des échantillons ayant un indice de densité I_d = 0,5. L'article est composé de deux parties. La première présente les sols étudiés ; la seconde donne une analyse des résultats des essais réalisés et discute de l'influence des fines sur les caractéristiques mécaniques du mélange sable-limon. Les essais montrent que l'augmentation de la teneur en fines réduit la dilatance du sol et amplifie la phase de contractance. Elle a une faible influence sur l'angle caractéristique, mais réduit l'angle de frottement du sol.

Mots-clés : contractant, drainé, fines, frottement, limon, sable, non drainé, triaxial.

Influence of fines fraction on the behaviour of a silty sand

Abstract

This paper presents a laboratory study of the influence of low plastic fines on the behaviour of a silty and. The study is based on drained and undrained triaxial compression tests which were carried out for fractions of fines varying between 0 and 50 %. Tests were conducted on a medium dense sand with a relative density I_d = 0.5. The paper is composed of two parts. The first one presents the characteristics of soils used in this study; the second provides an analysis of the experimental results and discusses the influence of fines on the mechanical characteristics of the sand-silt mixture. Tests show that the increase in the fines fraction reduces the soil dilatancy and amplifies the phase of contractance. It has a low influence on the characteristic angle, but reduces the frictional angle of the soil.

Key words: contracting, drained, fines, friction angle, sand, silt, triaxial, undrained.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

1

Introduction

Des sols constitués d'un mélange sable-argile ou sable-limon sont fréquemment rencontrés. Les projets d'aménagement et de construction sur ce type de sols nécessitent une bonne connaissance de leur comportement mécanique.

Des études en laboratoire ont montré que le comportement d'un mélange sable-sols fins dépend de la plasticité des sols fins. Le comportement d'un mélange sable-limon dépend principalement de la teneur en fines. En effet, jusqu'à une certaine teneur en fines, celles-ci occupent seulement le vide, et n'affectent pas d'une manière significative le comportement du mélange. Pour cette raison, l'utilisation de l'indice des vides intergranulaire « qui considère le volume des fines comme un vide » a été suggérée pour caractériser ces sols (Kenny, 1977 ; Mitchell, 1993).

De nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de la liquéfaction des mélanges sable-sols fins. Les résultats montrent qu'en fonction de la plasticité et du type des sols étudiés, l'augmentation de la fraction de fines peut conduire à une augmentation de la résistance à la liquéfaction de ces sols (Amini et Qi, 2000), ou à une diminution de cette résistance (Shen *et al.*, 1997 ; Troncoso et Verdugo, 1985 ; Finn *et al.*, 1994 ; Vaid, 1994 ; Zlatovic et Ishihara, 1997). D'autres études ont montré que la résistance à la liquéfaction diminue avec l'augmentation de la teneur en fines jusqu'à atteindre une résistance minimale, puis réaugmente avec la teneur en fines (Law et Ling, 1992 ; Koester, 1994; Bouferra et Shahrour, 2004).

Dans cet article, on présente une étude en laboratoire du comportement d'un mélange sable-limon sur des chemins drainés et non drainés pour une teneur en fines variant entre 0 et 50 %. Ces essais permettent de mieux comprendre l'influence de la fraction de fines peu plastiques sur le comportement mécanique de ce mélange. Un intérêt particulier a été porté sur l'influence de la fraction de fines sur les variations de volume qui affectent d'une manière importante la réponse non drainée des sols, et par conséquent leur potentiel de liquéfaction. L'article est composé de deux parties. Dans la première, on présente les matériaux utilisés, la seconde donne une analyse des résultats des essais réalisés et discute de l'influence des fines sur les caractéristiques mécaniques du mélange sable-limon.

2

Matériaux étudiés

Les essais ont été réalisés sur un mélange du sable de Chlef (Algérie) et du limon de l'oued de Chlef. Les courbes granulométriques de ces sols sont données dans la figure 1. Le sable de Chlef est un sable moyen, avec un diamètre moyen $d_{50} = 0,61$ mm. Le limon est peu plastique avec un indice de plasticité de 5,8 %. L'étude a été réalisée pour une fraction de fines massique (Fc) allant jusqu'à 50 %. Le tableau II et la figure 2 donnent les variations des valeurs maximale et minimale de l'indice des vides avec la fraction de fines. On note que ces deux indices diminuent avec l'augmentation de la fraction de fines jusqu'à Fc = 35 % ensuite, ils réaugmentent avec la fraction de fines. Les essais ont été réalisés à un indice de densité $I_d = 50$ %. Les valeurs de l'indice des vides correspondant à cette densité sont données dans le tableau I et la figure 2.

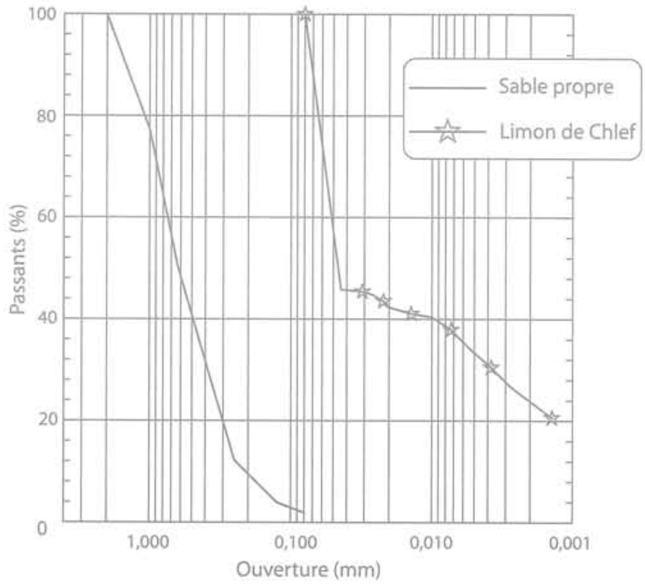

FIG. 1 **Courbe granulométrique des matériaux utilisés.**
Granular distribution for the soils used in the study.

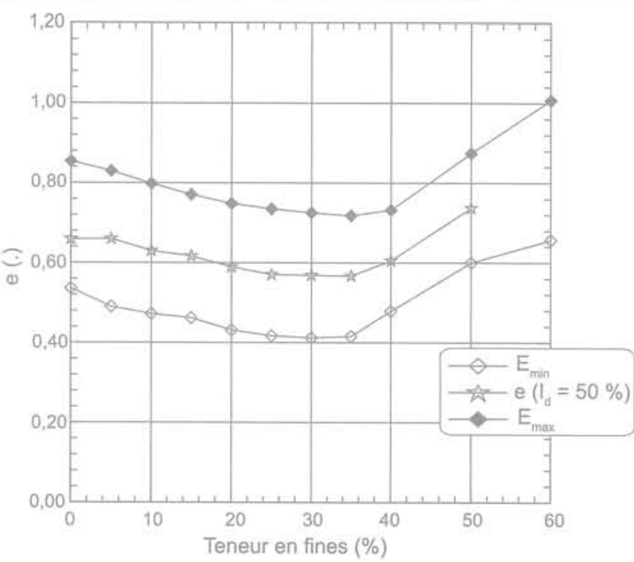

FIG. 2 **Variation des indices des vides maximal et minimal avec la fraction des fines.**
Variation of the maximal and minimal void ratio of the silty-sand mixture.

TABLEAU I **Caractéristiques du mélange sable-argile.**
Characteristics of the sand-silt mixture.

% limon	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60
e_{max}	0,854	0,829	0,798	0,770	0,748	0,735	0,718	0,732	0,874	1,007
e_{min}	0,535	0,49	0,472	0,462	0,431	0,417	0,412	0,478	0,600	0,657
e (I_d = 50 %)	0,659	0,659	0,630	0,616	0,589	0,570	0,568	0,605	0,605	–

Selon différents auteurs (Kenny, 1977 ; Mitchell, 1993), le comportement d'un mélange sable-limon dépend de l'indice des vides intergranulaire (e_s) :

$$e_s = \frac{V_v + V_f}{V_s} \quad (1)$$

V_v, V_f et V_s désignent les volumes de vide, des fines et des grains solides, respectivement.

Quand les masses spécifiques du limon et du sable sont très proches, cet indice (e_s) peut être déterminé en fonction de l'indice des vides global (e) et de la fraction des fines (Fc) par l'expression suivante (Thevanayagam, 1998) :

$$e_s = \frac{e + (Fc/100)}{1 - (Fc/100)} \quad (2)$$

La figure 3 montre la variation de l'indice des vides intergranulaire avec la teneur en fines (Fc) pour l'indice de densité I_d = 50 %. On note que cet indice augmente de 0,7 à 2,4 quand la fraction des fines croît de 0 à 50 %.

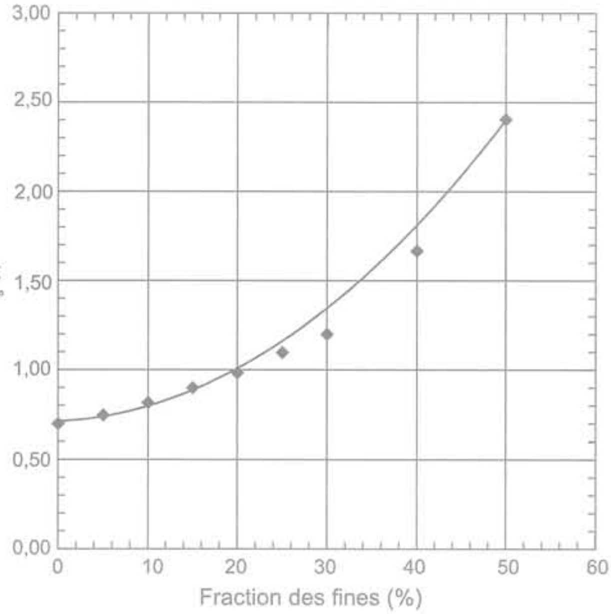

FIG. 3 **Variation de l'indice des vides intergranulaire en fonction de la teneur en fines.**
Variation of the inter granular void ratio with the fraction of fines.

3 Résultats des essais réalisés

3.1 Essais de compression drainée

La figure 4 montre les résultats des essais de compression drainée réalisés à une pression de confinement de 100 kPa pour des fractions de fines comprises entre zéro (sable propre) et 50 %. On note que la fraction des fines affecte d'une manière sensible les variations du déviateur et de la déformation volumique. L'augmentation de la fraction de fines entre 0 et 50 % induit une diminution de la raideur initiale du sol et de la résistance du sol (déviateur maximal). En ce qui concerne la déformation volumique, on note que le sable propre et les échantillons à faible fraction de fines (Fc < 20 %) présentent une phase de contractance suive d'une phase de dilatance. Pour le sable propre et l'échantillon à 5 % de fines, la phase de dilatance apparaît à partir de 8 % de déformation axiale, tandis que pour les échantillons ayant une teneur en fines de 10 à 30 % la dilatance est retardée et apparaît à partir d'une déformation axiale de 13 %. Pour les échantillons avec une teneur en fines de 40 et 50 %, on observe uniquement une phase de contractance. La figure 5 montre les courbes de variation des déformations volumiques à l'état caractéristique (changement de phase contractance-dilatance) et à la plasticité parfaite en fonction de la teneur en fines. On remarque que l'écart entre ces courbes décroît avec l'augmentation de la fraction des fines, traduisant la disparition de la phase de dilatance et l'apparition uniquement de la phase de contractance après 30 % de fraction de fines.

3.2 Essai de compression non drainée

La figure 6 montre les résultats des essais non drainés réalisés pour différentes valeurs de la fraction de fines (entre 0 et 50 %) à une pression de confinement initial de 100 kPa. Tous les essais ont été réalisés avec une contre-pression de 500 kPa. On note que l'aug-

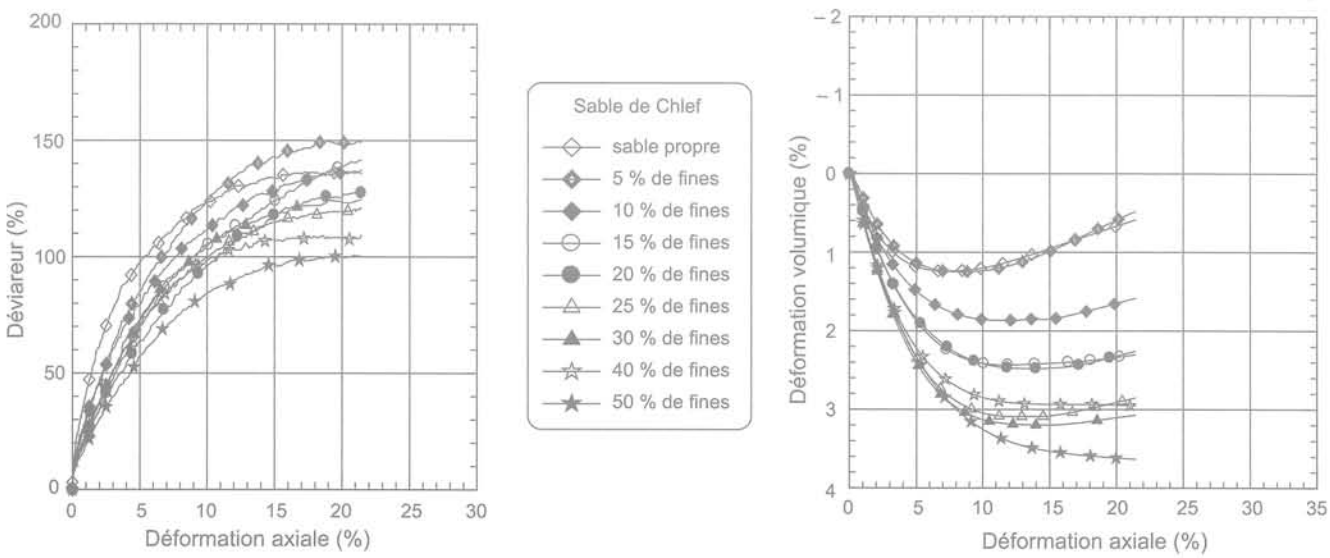

FIG. 4 **Influence de la teneur en fines sur la réponse drainée du mélange sable-limon.**
Influence of the content of fines on the drained response of the sand-silt mixture.

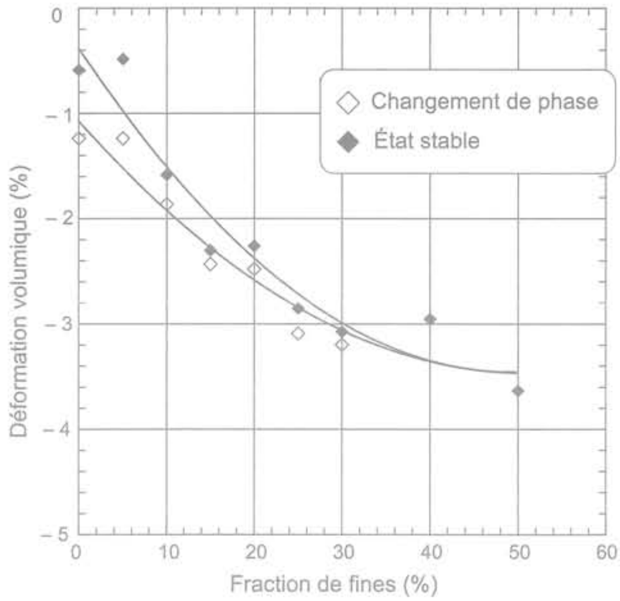

FIG. 5 **Influence de la fraction de fines sur les déformations volumiques au changement de phase et à la stabilisation.**
Influence of the fines fraction on the volume deformations at the phase change and at stabilization.

mentation de la fraction de fines conduit à une augmentation de la pression interstitielle. Cette augmentation résulte du rôle des fines dans l'augmentation de la contractance du mélange observée lors des essais drainés. L'augmentation de la pression interstitielle conduit à une réduction de la contrainte effective de confinement et par conséquent à une réduction de la résistance du mélange au déviateur comme l'illustre la figure 6a. Le chemin de contrainte dans le plan (p', q) montre bien le rôle de l'augmentation des fines dans la réduction de la pression moyenne effective.

La figure 7 montre les résultats des essais de compression non drainée réalisés à un confinement initial de 20 kPa. Ces résultats sont qualitativement identiques à ceux obtenus pour la pression de confinement de 100 kPa avec sur le plan quantitatif une amplification de l'effet de la fraction de fines sur la variation de la pression interstitielle et de la résistance du mélange sous chargement déviatorique. Dans ce cas, l'influence des fines sur le comportement non drainé du mélange est observée pour les faibles teneurs en fines (5 et 10 %), et devient très prononcée au-delà de 15 %. Ces résultats sont en accord avec les observations de Shen *et al.* (1977) et de Troncosco et Verdugo (1985).

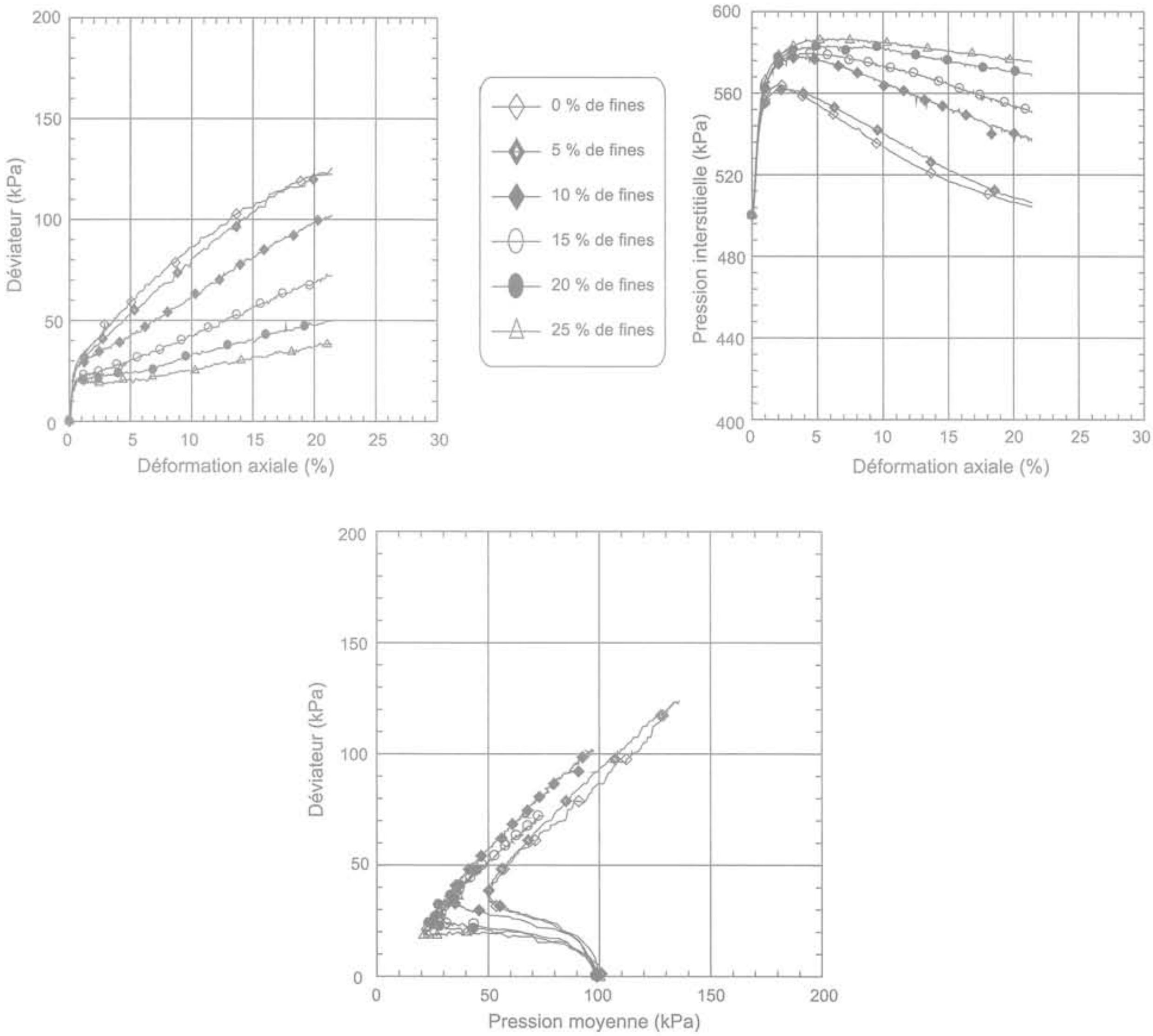

FIG. 6 **Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (confinement initial = 100 kPa).**
Influence of the fines fraction on the undrained behaviour of the silty-sand mixture (initial effective lateral stress = 100 kPa).

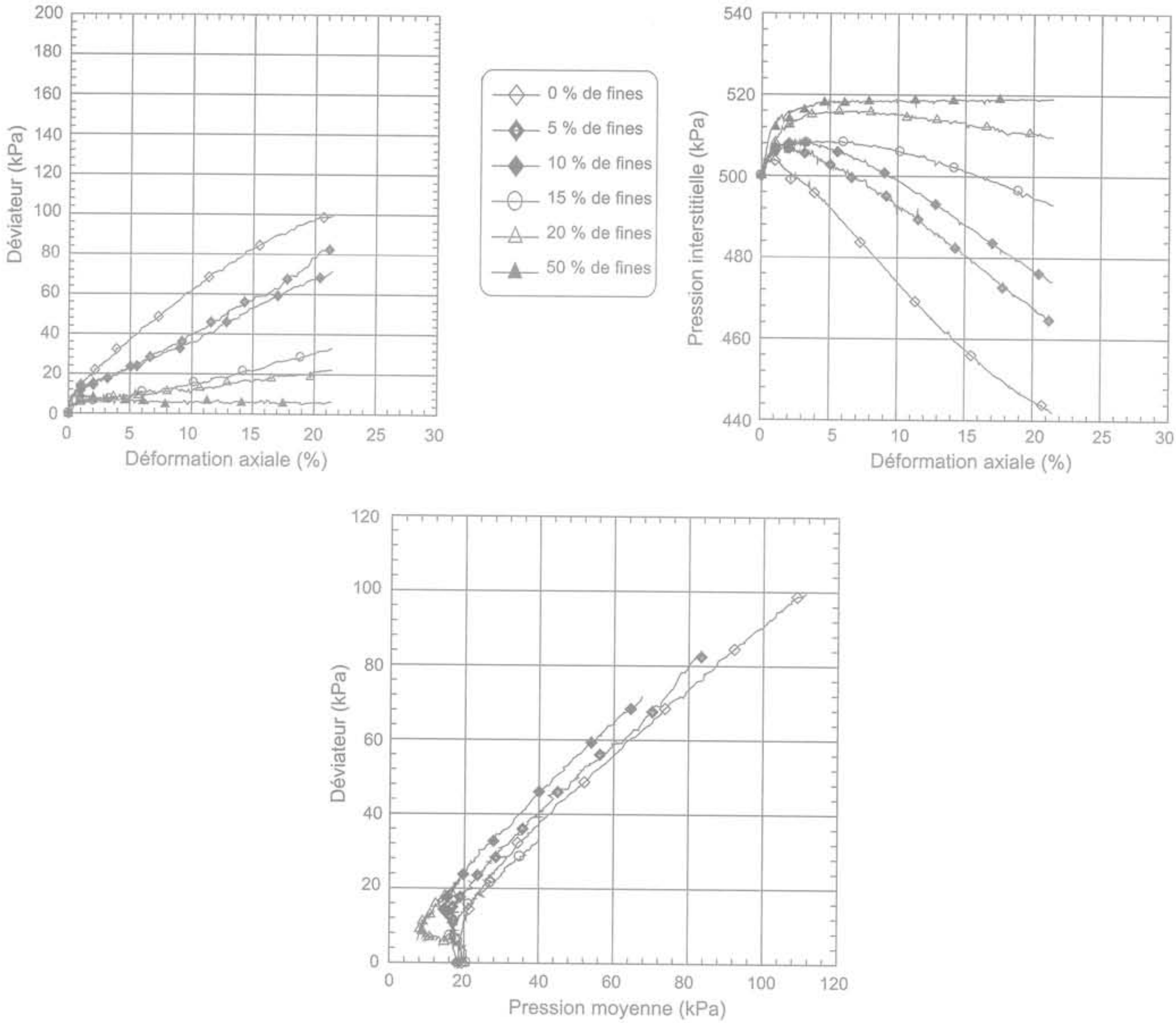

FIG. 7 **Influence de la teneur des fines sur le comportement non drainé d'un mélange sable-limon (confinement initial = 20 kPa).**
Influence of the fines fraction on the undrained behaviour of the silty-sand mixture (initial effective lateral stress = 20 kPa).

3.3

Influence des fines sur les caractéristiques mécaniques

La figure 8 montre l'évolution du module de déformation sécant (q/ε_a) en fonction de la déformation axiale (ε_a). On observe que ce module décroît avec l'augmentation de la teneur en fines. Cette diminution est très significative jusqu'à une déformation de 0,7 %, ensuite le module sécant tend à se stabiliser. La figure 8b montre l'influence de la fraction de fines sur le module de déformation sécant mesuré à $\varepsilon_a = 1$ %. On note que ce module décroît avec l'augmentation de la fraction de fines jusqu'à Fc = 20 %, ensuite il tend à se stabiliser.

La figure 9a montre l'influence de la fraction de fines sur l'angle de frottement du mélange sable-limon. On note que cet angle décroît (selon une relation quasi linéaire) de 24 à 20 degrés quand la fraction des fine croît de 0 à 50 %.

La figure 9b montre la variation de l'angle caractéristique (changement de phase contractance/dilatance) en fonction de la teneur en fines. On remarque que la teneur en fines n'a pas d'influence sur l'angle caractéristique : la valeur de cet angle est d'environ 21 degrés pour les mélanges étudiés. La réduction de l'angle de frottement avec l'augmentation de la fraction de fines et la faible influence de cette dernière sur l'angle caractéristique expliquent le rôle de la fraction de fines dans l'augmentation de la phase de contractance des sols étudiés.

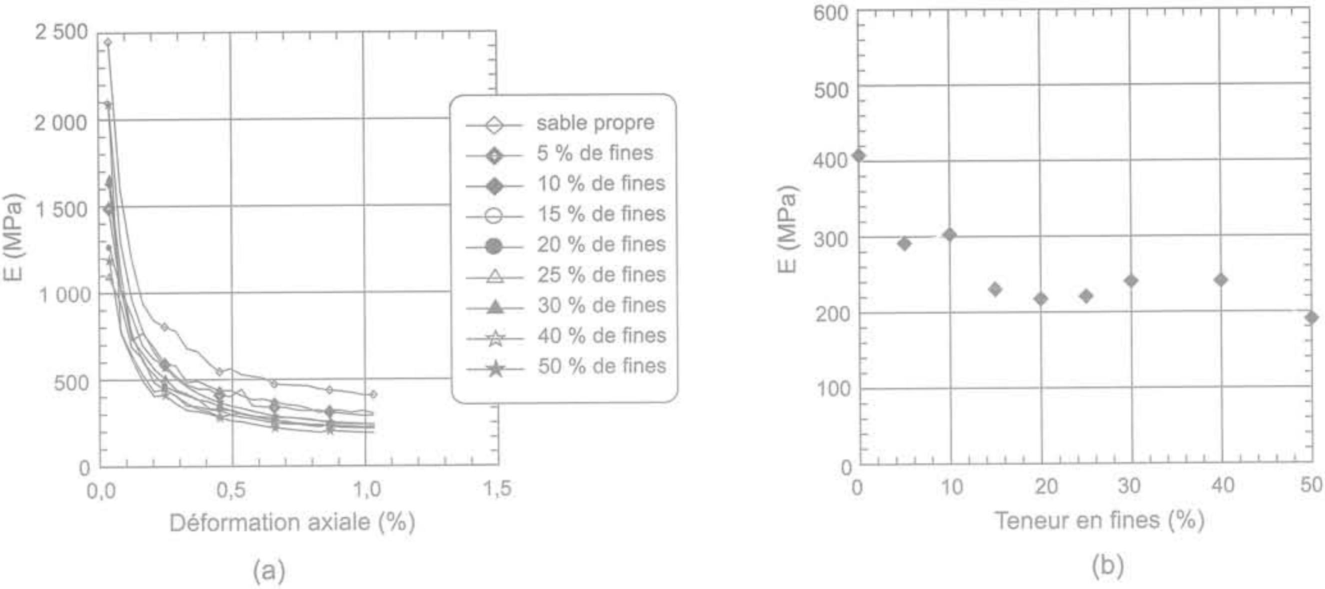

FIG. 8 **Influence de la fraction de fines sur le module de déformation sécant.**
a) Variation du module sécant avec la déformation axiale ; b) module sécant à $\varepsilon_a = 0,01$.
Influence of the fines fraction on the secant modulus.
a) Variation of the secant modulus with the axial strain ; b) secant modulus at $\varepsilon_a = 0.01$.

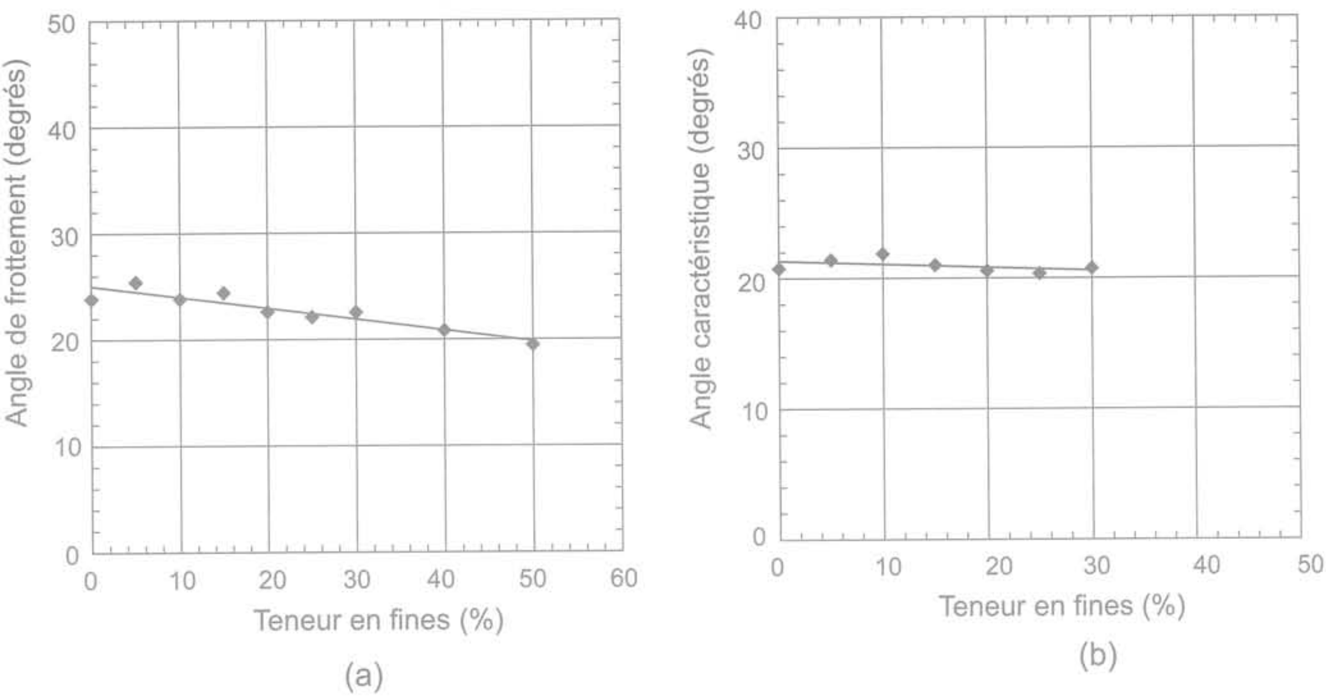

FIG. 9 **Influence de la fraction des fines sur l'angle de frottement et l'angle caractéristique.**
Influence of the fines fraction on the frictional and characteristic angles.

4

Conclusion

Cet article a comporté une présentation des résultats d'une étude en laboratoire de l'influence des fines peu plastiques sur le comportement d'un sable limoneux. L'étude a comporté des essais triaxiaux drainés et non drainés qui ont été réalisés à un indice de densité I_d = 50 % pour des fractions de fines variant entre 0 (sables propre) et 50 %.

Les essais montrent que l'augmentation de la teneur en fines induit une réduction de l'angle de frottement du sol-limoneux (l'angle de frottement décroît de 24 degrés à 20 degrés quand la fraction de fines croît de 0 à 50 %), mais affecte peu l'angle caractéristique. Ceci se traduit par un effet important sur le comportement volumique qui se manifeste par une amplification de la phase de contractance lorsque la fraction de fines augmente. Cet effet est également important pour le comportement des sables limoneux sur des chemins non drainés à cause du fort couplage entre le comportement déviatorique et volumique pour ce type de chemins.

Bibliographie

Amini F., Qi G.Z. – Liquefaction testing of layered silty sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 126, n° 3, 2000, p. 208-217.

Bouferra R., Shahrour I. – Influence of fines on the resistance to liquefaction of a clayey sand. *Ground Improvement* 8, n° 1, 2004, p. 1-5.

Finn W.L., Ledbetter R.H., Wu G. – Liquefaction on silty soils : Design and analysis. *Ground failures under seismic condition*. Geotechnical special publication n° 44, ASCE, 1994, p. 51-76.

Kenny T.C. – Residuel strength of mineral mixtures. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng.* Tokyo, vol. 1, 1977, p. 155-160.

Koester J.P. – The influence of fine type and content on cyclic strength. *Ground failures under seismic condition*. Geotechnical special publication n° 44, ASCE, 1994, p. 17-33.

Law K.T., Ling Y.H. – Liquefaction of granular soils with non-cohesive and cohesive fines. *Proc. of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, 1992, p. 1491-1496.

Mitchell J.K. – *Fundamental of soil behaviour*. John Wiley Interscience, New York, 1993, 2nd ed.

Shen C.K., Vrymoed J.L., Uyeno C.K. – The effects of fines on liquefaction of sands. *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng*, Tokyo, vol. 2, 1977, p. 381-385.

Thevanayagam S. – Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. Div.*, ASCE, 124, n° 6, 1998, p. 479-491.

Troncosco J.H., Verdugo R. – Silt content and dynamic behaviour of tailing sands. *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, San Francisco, 1985, p. 1311-1314.

Vaid V.P. – Liquefaction of silty soils. *Ground failures under seismic condition*. Geotechnical Special publication n° 44, ASCE, 1994, p. 1-16.

Zlatovic S., Ishihara K. – Normalized behaviour of very loose non-plastic soils : Effects of fabric. *Soils and Foundations*, vol. 37, n° 4, 1997, p. 47-56.

Remblais sur sol compressible et inclusions rigides. Amélioration de l'approche du dimensionnement

O. COMBARIEU
Ingénieur ESTP
HDR Université de Caen

Résumé

Cet article présente une étude du comportement d'un remblai frottant reposant sur un groupe d'inclusions renforçant un sol compressible. L'existence de plans d'égal tassement vertical dans le remblai conduit à introduire, au-dessus des têtes d'inclusions, la notion de hauteur active où se concentrent les efforts qui leur sont transmis. Il est proposé une modification de la méthode de dimensionnement publiée en 1988, ce qui permet un calcul plus réaliste de la contrainte résiduelle en surface du sol compressible et de l'effort en tête. Les répercussions en sont examinées, quant au comportement complet du réseau et particulièrement sur l'intensité des tassements obtenus qui constituent l'objectif recherché par le renforcement. Est étudiée l'incidence, sur l'efficacité du groupe, de la qualité du matériau de remblai par le biais de son module et de son éventuelle cohésion. Le dimensionnement de la pointe des inclusions dans le sol porteur est abordé.

Mots-clés : remblai, sol compressible, inclusions rigides, contrainte résiduelle, effort en tête, effort global, frottement négatif, hauteur active, tassement, module, cohésion.

Fill on soft soil and rigid inclusions. New design approach

Abstract

This paper presents a study of the behaviour of granular fill on compressible soil improved by a group of rigid inclusions. The existence, in the fill, of equal settlement planes, leads to introduce, above inclusions heads, the notion of active height where transmitted strengths are concentrated. A modification of 1988 design method is proposed, which leads to more realist residual stresses on soft soil. Incidences are examined on the whole group behaviour and particulalry on values of settlement which are the final researched objective in improvement. The quality of fill, depending of modulus and cohesion, and the inclusions tip design in bearing soil are studied.

Key words: fill, soft soil rigid inclusions, residual stress, head strength, total strength, negative skin friction, active height, settlement, modulus, cohesion.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

1 Introduction

Le dimensionnement d'un groupe d'inclusions rigides destiné à éliminer les tassements excessifs d'un sol compressible chargé nécessite le calcul des divers efforts, moteurs ou résistants, qui se développent tout le long de l'inclusion, depuis sa tête jusqu'à sa pointe.

La figure 1 schématise les utilisations les plus courantes d'un tel système de renforcement d'un sol.

L'inclusion, si elle présente une analogie évidente avec un pieu traditionnel, s'en distingue néanmoins par la nature de l'effort qui est appliqué en tête. Pour le pieu, l'effort est transmis directement par l'intermédiaire d'une liaison rigide ; c'est une donnée du projet qui conduit au dimensionnement de la fondation : longueur, diamètre. Pour l'inclusion, l'effort est une inconnue, à déterminer, transmis *via* un mécanisme complexe, par un sol reconstitué et souple. La nature de l'effort recherché s'apparente donc à celle des efforts transmis aux pieux lors des déplacements horizontaux ou verticaux du sol autour de ceux-ci. Ce dernier cas de figure, entraînant le phénomène de frottement négatif, est à la base des méthodes de calcul des inclusions que nous avons développées (Combarieu, 1988; Combarieu, 1990).

L'intensité des efforts à calculer est très dépendante des caractéristiques du sol, de son comportement et de l'amplitude des déformations relatives. Les mécanismes d'interaction sont complexes et si les lois rhéologiques de comportement du sol peuvent aider à mieux les appréhender en utilisant le calcul aux éléments finis, la détermination de l'intensité des efforts se heurte à la difficulté d'obtention des paramètres qui caractérisent le(s) sol(s) et qu'il y a lieu d'introduire dans les modèles. Aussi des méthodes plus simples restent et resteront-elles indispensables, surtout, si confrontées à des résultats expérimentaux, elles s'avèrent pertinentes et donc suffisantes.

On se propose d'examiner dans ce qui suit le comportement du matériau d'apport (remblai, matelas) au contact de la tête d'une inclusion au sein d'un groupe. L'analyse faite conduit à proposer une amélioration de la méthode de calcul que nous avons publiée il y a vingt ans (Combarieu, 1988).

2 Rappel du calcul de l'effort en tête et de la contrainte au sol (méthode 1988)

On considère un groupe d'inclusions rigides verticales, à maillage carré, traversant un sol compressible et s'arrêtant sur un horizon résistant. L'ensemble est uniformément surchargé par un remblai infiniment étendu d'épaisseur constante. La notation des différentes données utilisées en 1988 est rappelée sur la figure 2. Le côté de la maille vaut 2d ; pour les besoins du calcul, elle est remplacée par une maille circulaire équivalente 2b, tel que $b/R = d/R \sqrt{\frac{4}{\pi}}$ où R est le rayon de la section droite de l'inclusion circulaire. Le remblai d'épaisseur h_r, de poids volumique γ_r, d'angle de frottement φ_r, amène avant mise en place des inclusions la contrainte $\gamma_r h_r$ en surface du sol compressible.

Ce dernier est d'épaisseur H_s, de poids volumique déjaugé γ' et est supposé saturé (nappe en surface). Les paramètres nécessaires au calcul des efforts moteurs (frottement négatif) sont Ktan φ_r et $\lambda_r = 0$ (coefficient d'accrochage) pour le remblai et Ktanδ et λ_s pour le sol.

L'effort transmis à la tête de l'inclusion au niveau $z' = h_r$ (ou bien $z = 0$) résulte du frottement négatif supposé s'exercer tout le long du fût d'une colonne fictive de remblai, prolongeant, sur la hauteur h_r, le fût de l'inclusion. L'adoption d'un tel mécanisme implique un déplacement relatif suffisant entre cette colonne et le remblai alentour qui accompagne le tassement du sol mou.

Dans ces conditions, le respect de l'équilibre des efforts dans un plan horizontal conduit à l'expression de la contrainte verticale dans le plan z', uniforme du fait de l'accrochage maximum ($\lambda_r = 0$) :

$$q(z') = \frac{\gamma_r}{m_r}\left(1 - e^{-m_r z'}\right) \text{ avec } m_r = \frac{2RK\tan\varphi_r}{b^2 - R^2}$$

A la surface du sol naturel (z = 0), entre les inclusions, la contrainte résiduelle est donc :

$$q_s = q(h_r) = \frac{\gamma_r}{m_r}\left(1 - e^{-m_r h_r}\right) \qquad (1)$$

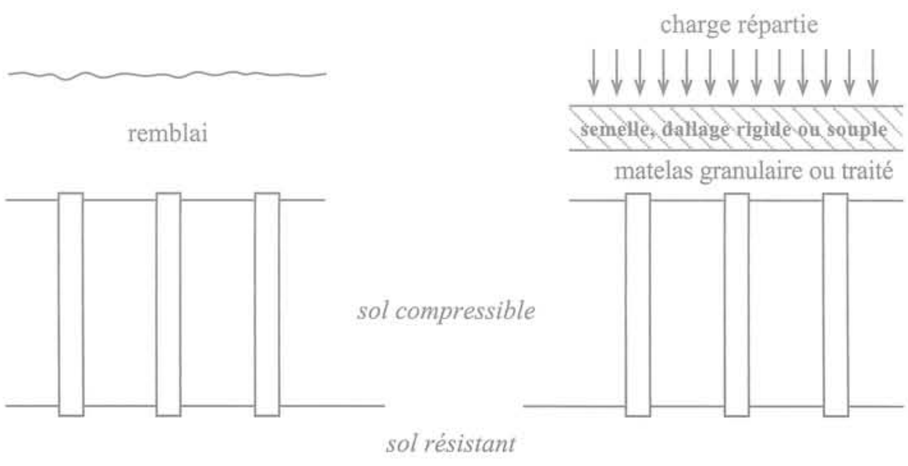

FIG. 1 **Cas d'utilisation des inclusions rigides.**
Utilisation of rigid inclusions.

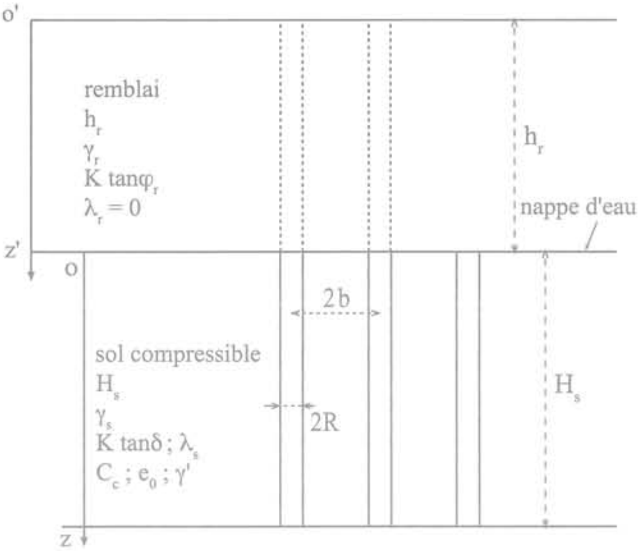

FIG. 2 **Remblai sur sol renforcé par inclusions rigides (Combarieu, 1988)**
Fill improvement by rigid inclusions (Combarieu, 1988).

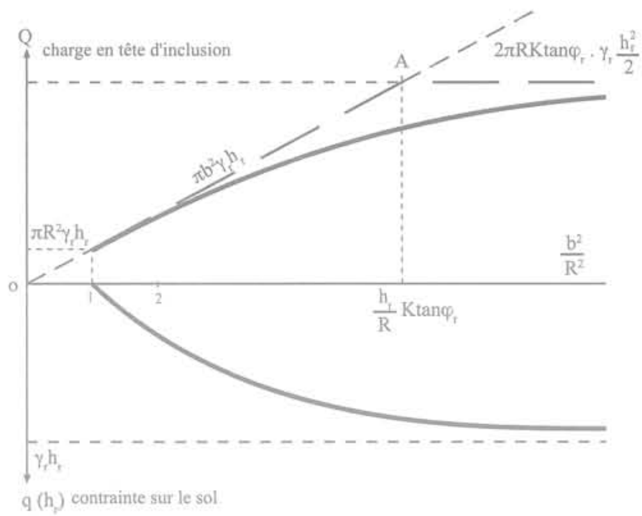

FIG. 3 **Méthode 1988. Évolution, avec le maillage, de la charge en tête et de la contrainte résiduelle sur le sol**
Evolution of headstrength and residual stress with inclusion spacing.

Et l'effort transmis à la tête de l'inclusion vaut :

$$Q = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi (b^2 - R^2)\, q(h_r) \qquad (2)$$

Pour R et K tan φ_r fixés, l'étude des variations de $q(h_r)$ et Q avec b/R conduit aux deux courbes représentées sur la figure 3. Pour b = R, valeur pour laquelle il y a recouvrement complet du sol par les têtes, $q(h_r) = 0$ et $Q = \pi R^2 \gamma_r h_r$. Pour b augmentant indéfiniment, (1) et (2) tendent respectivement vers $\gamma_r h_r$ et

$$Q_{MAX} = 2\pi\, RK\tan\varphi_r \gamma_r \frac{h_r^2}{2}$$ qui est la valeur classique connue du frottement négatif. Cette valeur Q_{MAX} est une borne supérieure pour la charge en tête d'une inclusion. Mais la valeur $\pi b^2 \gamma_r h_r$, charge d'influence pour chaque inclusion, constitue à l'évidence une borne supérieure pour Q meilleure que la précédente tant que $\pi b^2 \gamma_r h_r$ est inférieur à Q_{MAX}, c'est-à-dire tant que $\frac{b^2}{R^2} < \frac{h_r}{R} K \tan\varphi_r$.

Dans la pratique des projets de remblais de hauteurs les plus fréquentes (5 à 10 m), les valeurs courantes de b/R sont faibles et la valeur de Q s'avère assez proche de $\pi b^2 \gamma_r h_r$, qui peut dans ces conditions être éventuellement choisie pour le dimensionnement de l'inclusion.

3

Proposition d'une méthode modifiée 2007

L'expression (1) $q(h_r) = \frac{\gamma_r}{m_r}\left(1 - e^{-m_r h_r}\right)$ donne rapidement une contrainte résiduelle constante $\frac{\gamma_r}{m_r}$ dès que h_r est suffisamment grand, et en l'occurrence dès que, pratiquement $m_r h_r > 3$. Au-delà de h_r ainsi défini, toute la charge supplémentaire est théoriquement reprise par les inclusions (dans la mesure où celles-ci sont assez résistantes). On est amené à s'interroger sur ce résultat découlant directement des hypothèses de fonctionnement adoptées et impliquant un tassement différentiel suffisant le long de la hauteur h_r des colonnes fictives. Or deux éléments contrarient ce principe. Il n'a jamais été constaté sur chantiers réels, pour des épaisseurs h_r importantes, d'« empreinte » des inclusions en surface du remblai terminé. En revanche, une très faible épaisseur peut conduire à une plate-forme finale, préoccupante, en « boîte à œufs ». Par ailleurs la modélisation par éléments finis montre qu'à une certaine distance au-dessus des têtes, apparaît un plan d'égal tassement au-dessus duquel toute la masse de remblai descend uniformément.

Il est donc évident qu'une justification de l'effort par le développement du frottement négatif, nécessite pour les valeurs élevées de h_r, de limiter la hauteur le long de laquelle on convient d'un déplacement relatif suffisant. On peut ainsi introduire une épaisseur « active » $h_a \leq h_r$ sachant que pour des hauteurs de remblai réel de 7 m, les efforts mesurés dans des inclusions assez serrées sont conformes à l'expression (2) avec 80 voire 90 % de la charge totale apportée. La difficulté réside dans la fixation de h_a, sachant que tant les calculs que les expérimentations laissent de côté certains aspects, non chiffrables. Ainsi la mise en œuvre des premières couches de remblai conduit, du fait d'un compactage difficile sur du sol compressible (effet d'enclume) à un module de déformation relativement modeste ; les couches suivantes possèdent un module meilleur. La présence des têtes d'inclusions favorise pour ces premières couches la formation d'une surface en boîte à œufs, déjà évoquée. Ces déformations sont compensées par la mise en place des couches suivantes qui viennent estomper les tassements différentiels. Cette compensation est bien connue dans le cas de la montée, sans renforcement, de remblai routier dont l'épaisseur centrale en fin de construction est plus forte qu'en bordure, avec une plate-forme livrée plane ; on sait également que la base centrale du remblai peut être l'objet de décompression, voire de fissuration lorsqu'il présente de la cohésion.

Il s'agit donc de choisir h_a, distance entre la tête d'inclusion et le premier plan d'égal tassement dans le corps du remblai. L'expression retenue résulte d'abord d'une analogie avec la déformée verticale des plans horizontaux d'un massif de sol homogène sous une fondation superficielle chargée. Pour une fondation circulaire isolée de rayon R, on peut considérer dans l'axe de celle-ci, qu'à une distance de 10 R, il n'y a plus de déformation même avec la plastification importante sous la semelle. L'examen détaillé de l'influence réciproque, tant en contraintes qu'en déformations, conduit par ailleurs à admettre qu'un espacement supérieur à 6 R élimine toute interaction. Si les têtes se rapprochent jusqu'à devenir jointives (b/R = 1), cas limite, la hauteur active h_a est évidemment nulle. On propose donc les deux expressions suivantes résultant de considérations analytiques :

$$\frac{h_a}{R} = 10 - 0{,}4\left(6 - \frac{b}{R}\right)^2 \quad \text{si } \frac{b}{R} \le 6 \quad \text{et } \frac{h_a}{R} = 10 \quad \text{si } \frac{b}{R} \ge 6 \qquad (3)$$

Cette proposition concerne un matériau homogène sur toute son épaisseur et, ce, immédiatement au-dessus des têtes, relativement déformable, tel celui utilisé en remblai traditionnel (avec des modules E de 50 à 150 MPa au plus). L'interposition d'un matelas très raide, traité par exemple, modifie fortement les conditions d'apparition d'un plan d'égal tassement, dont la distance se trouve réduite. En effet, la grande rigidité atténue les contraintes en profondeur en les diffusant fortement : c'est le principe de la conception des chaussées. A l'extrême, un remblai complètement traité se comporterait comme un bloc rigide très peu déformable, et avec des risques de fissuration minimes du fait de tassements faibles résultant de la présence des inclusions.

Cette expression ne contredit pas les constats expérimentaux ou obtenus par le calcul, tels, ceux relatés dans le mémoire de thèse présenté récemment à l'INSA de Lyon (Jenck, 2005).

Une approche de type pressiométrique peut guider également dans la justification du choix de h_a. La valeur Q_{MAX} obtenue pour une inclusion rigide isolée ($b/R = \infty$), peut être confrontée à une estimation autre, en considérant la tête de l'inclusion comme une plaque d'ancrage enterrée soumise à un effort d'arrachement. Cet effort vaut kp_l, où p_l est la pression limite dans le remblai au niveau de la tête (Ménard, 1963 ; Ménard, 1969). Or on sait calculer cette pression limite si l'on connaît les caractéristiques du remblai (φ_r, c_r, E, γ_r). Sans entrer dans le détail de ces calculs de simulation, la comparaison montre, malgré les grandes incertitudes sur le coefficient k, que l'effort d'arrachement ainsi trouvé est largement supérieur à Q_{MAX}. Ceci signifie concrètement que le choix proposé pour h_a, pour l'inclusion isolée, est plutôt sécuritaire et qu'il en découle une efficacité du groupe sans doute un peu meilleure que celle qui résulte de la méthode proposée.

Avec l'adoption d'une hauteur active h_a, l'expression obtenue pour la contrainte résiduelle sur le sol compressible est dans ces conditions :

$$q_s = q(h_a) = \frac{\gamma_r}{m_r} + e^{-m_r h_a}\left[(h_r - h_a)\gamma_r - \frac{\gamma_r}{m_r}\right] \qquad (4)$$

Sur l'épaisseur $h_r - h_a$, tous les déplacements verticaux sont uniformes et égaux et aucun frottement ne se développe au contact de la colonne fictive et du remblai. Le frottement négatif généré par la surcharge $(h_r - h_a)\gamma_r$ est reporté avec une forte intensité unitaire sur la hauteur active h_a. Pour le calcul, on compare donc h_a déterminé par la relation (3) à la hauteur h_r. Si $h_r > h_a$, on applique l'expression (4), et si $h_r < h_a$ on applique (1) ou, ce qui revient au même (4) en convenant de poser $h_a = h_r$; $q(h_a)$ est toujours supérieur à $q(h_r)$ donné en (1).

Pour $q(h_a)$, la charge en tête de l'inclusion vaut :

$$Q = \pi b^2 \gamma_r h_r - \pi (b^2 - R^2)\, q(h_a) \qquad (5)$$

Cette charge est toujours bornée supérieurement par la charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$, lorsque b/R est faible ; mais la valeur

$$Q_{MAX} = 2\pi R K \tan\varphi_r \gamma_r h_a \left(h_r - \frac{h_a}{2}\right) \qquad (6)$$

obtenue lorsque b/R tend vers l'infini, est la valeur maximale, inférieure à Q_{MAX} définie précédemment, qui peut s'appliquer à la tête de l'inclusion. Cette valeur constitue la nouvelle borne qui se substitue à la charge d'influence dès que $\frac{b^2}{R^2} > \frac{h_a}{R}\left(2 - \frac{h_a}{h_r}\right) K \tan\varphi_r$. La figure 4 illustre ce changement introduit par la méthode modifiée.

4

Effort en tête et contrainte résiduelle – modifications apportées par la méthode modifiée

L'introduction de la hauteur active diminue la charge en tête et augmente la contrainte résiduelle en surface du sol. Ces changements sont d'autant plus sensibles que l'espacement entre inclusions et que l'épaisseur h_r croissent, alors qu'ils restent modérés pour les maillages serrés et des épaisseurs modérées. Le rapport SRR de la contrainte résiduelle q_s à $\gamma_r h_r$, due au remblai augmente donc. Avec la méthode 1988, le rapport SRR tend vers 0 quand h_r croît indéfiniment, q_s restant constant,

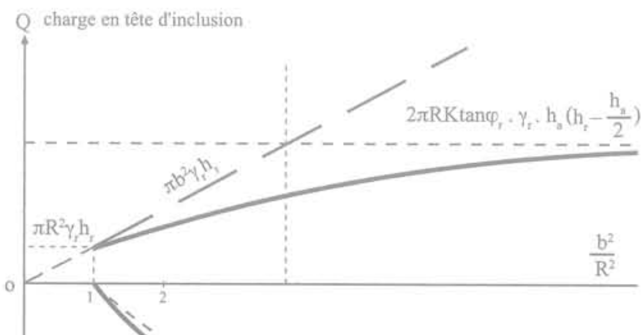

FIG. 4 **Méthode 2007. Évolution, avec le maillage, de la charge en tête et de la contrainte résiduelle sur le sol**
Evolution of headstrength and residual stress with inclusion spacing.

et ceci quel que soit le maillage. La méthode 2007 donne un rapport SRR qui tend, pour b/R donné, vers $e^{-m_r h_a}$* (m_r dépend de b/R), limite de $q_s/(\gamma_r h_r)$ quand h_r croît.

L'efficacité, rapport de la charge en tête à la charge d'influence, varie toujours de 1 pour b/R = 1, à 0 pour b/R infini, mais sa valeur est plus faible avec la méthode modifiée.

Le rapport de concentration n est le rapport entre contrainte en tête et contrainte résiduelle, qui varient en sens inverse ; il ne présente, de ce fait, qu'un intérêt restreint. Il est infini pour b/R = 1, ce qui correspond à une efficacité maximale, il décroît très rapidement et tend pour h_r infini vers la valeur limite finie

$n = 1 + \frac{b^2}{R^2}\left(e^{m_r h_a} - 1\right)$; auparavant, cette limite était infinie et ce quel que soit le maillage.

5

Charge totale dans l'inclusion

Les répercussions d'une baisse de la contrainte résiduelle q_s sont simples. L'action bénéfique de la présence des inclusions se poursuit en effet au sein du sol mou par l'apparition du frottement négatif F_{ns} le long de celles-ci, généré par l'action de cette contrainte résiduelle, augmentant de q (h_r) à q (h_a). Ce frottement F_{ns} augmente donc lui aussi et compense, partiellement, la baisse concomitante de la charge en tête. En définitive, la charge totale dans l'inclusion, cumulant la charge en tête et le frottement négatif, est plus faible avec la proposition de modification, et son point d'application (le point neutre) se situe un peu plus bas dans l'inclusion (dans la mesure où il ne se situe pas déjà au bas de la couche de sol mou).

La charge totale est toujours bornée par la charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$. Elle ne peut néanmoins dépasser une borne maximale, somme de la borne donnée en (2) ou en (6) et du frottement négatif dû à q (h_r) ou q (h_a) sur une inclusion rigide isolée (b/R = ∞) au sein du sol mou. Une borne pour F_{nsMAX} est donnée par

$2\pi R K \tan\delta\left(\gamma_r h_r H + \gamma' \frac{H^2}{2}\right)$, donnant une valeur un peu supérieure à la véritable borne, car, par simplification, il a été pris en compte un accrochage maximal ($\lambda_s = 0$).

Ces bornes n'ont qu'un intérêt mineur, puisqu'elles correspondent à des maillages très grands, sans utilité pratique pour la conception de groupes d'inclusions.

On peut certes se contenter pour un calcul de groupe, d'un dimensionnement arrêté au niveau des têtes, et calculer le tassement de la couche compressible sous la seule contrainte q (h_a), en négligeant l'effet bénéfique des inclusions. C'est en effet la valeur du tassement absolu ou différentiel, souvent les deux, qui est imposée comme objectif à atteindre ; cette valeur constitue donc l'arbitre final pour juger de la pertinence de la géométrie du groupe à laquelle on est parvenu. Aussi, même si le frottement négatif F_{ns} le long des inclusions reste modeste vis-à-vis de la charge en tête, son effet de réduction de la contrainte verticale induite dans le sol compressible, contribue à une réduction supplémentaire non négligeable du tassement dont on aurait tort de se priver. L'exemple numérique suivant en fait la démonstration. On dispose d'ailleurs de règles de calcul des efforts de frottement négatif qui bénéficient d'une sanction expérimentale solide quant aux valeurs du terme K tanδ essentiel au calcul ; les calculs de tassement qui en découlent sont donc parfaitement fondés. Comme q (h_a) > q (h_r), le tassement final s'avère un peu plus élevé. La détermination de F_{ns} relève toujours de la méthode 1988 qui n'est l'objet d'aucun changement en ce qui concerne le sol compressible.

* Pour des raisons liées aux expressions mathématiques de h_r et m_r, la valeur limite de SSR, pour $\frac{b}{R} \to 1$, est la valeur $e^{-4 K \tan \varphi_r}$ (= 0,018 pour K tan φ_r = 1), légèrement supérieure à 0, vraie valeur physique. Cette légère différence, d'ailleurs sans incidence pratique, peut être corrigée.

6

Exemple numérique

Afin d'illustrer les développements qui viennent d'être exposés, on a choisi le cas d'application d'un remblai, routier ou ferroviaire, pouvant atteindre des hauteurs importantes et reposant sur du sol compressible.

Pour le remblai, les données sont les suivantes : h_r = 5, 10 et 15 m ; γ_r = 20 kN/m³ ; φ_r = 40 degrés ; K tan φ_r = 0,9.

Pour le sol compressible, il s'agit d'une argile dont les caractéristiques sont les suivantes :

H_s = 5 m ; γ' = 8 kN/m³ ; e_0 = 1,15 ; C_c = 0,35 ; C_s = 0,05. La nappe varie régulièrement entre la surface du sol (niveau 0) et – 1 m.

Les inclusions ont 0,40 m de diamètre et trois maillages sont étudiés pour le groupe avec b/R valant respectivement 2,5 ; 4 et 6. Elles sont de type foré avec, en conséquence, les paramètres de contact sol-inclusion : K tan δ = 0,15 et λ_s, coefficient d'accrochage égal à 0,235 (les relations liant K tan δ et λ_s sont données dans la méthode 1988, citée en références).

On considère dans cet exemple que la résistance intrinsèque des inclusions est toujours suffisante.

Dans les tableaux I à III sont donnés les résultats détaillés pour les deux modes de calcul : méthode initiale de 1988 et méthode modifiée de 2007. Ces résultats permettent toutes les comparaisons souhaitées entre les deux approches. La figure 5 donne les courbes d'évolution du rapport SRR avec l'épaisseur h_r pour les trois maillages étudiés. Elles illustrent les différences introduites par les conditions nouvelles (on y a reporté les valeurs calculées pour une hauteur de remblai de 2 m).

La figure 6 donne, pour la méthode 2007, les valeurs absolues des tassements moyens en surface du sol mou, tenant compte ou non de l'effet du frottement négatif le long du fût des inclusions, ainsi que celles obtenues sans inclusions (b/R = ∞). Cet effet ne peut être négligé, son influence sur la réduction des tassements s'avérant importante.

7

Le tassement du sol et des inclusions

Les tassements excessifs qu'accuserait le massif compressible sous le poids d'un remblai constituent une des raisons, essentielle, qui amène à renforcer ce massif par

TABLEAU I $h_r = 5$ m ; $\gamma_r h_r = 100$ kPa.

Maillage b/R	1	2,5	4	6	∞	
q_s, contrainte résiduelle = q (h_r)	0	12	32	56	100	
Rapport SRR de réduction de contrainte q (h_r)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,12**	**0,32**	**0,56**	**1**	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	13	79	201	453	∞	
Charge maximale possible en tête Q_M					**282**	méthode 1988
Charge en tête Q	13	71	141	204	**282**	
Efficacité E = Q/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,90**	**0,70**	**0,45**	**0**	
Taux de concentration n Q/(πR^2q (h_r))	∞	48	35	29	22	
Frottement négatif F_{ns}	0	6	36	58		méthode 1988
Point neutre h_c (m)	0	2,20	5,0	5,0		
Charge totale Q_t	13	77	177	262		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,97**	**0,88**	**0,58**	**0**	
Hauteur active h_a (m)		1,02	1,68	2,0		
q_s contrainte résiduelle q (h_a)	0	24	45	67	100	
Rapport SRR q (h_a)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,24**	**0,45**	**0,67**	**1**	
Charge maximale possible en tête Q_M	13	102	158	181	181	méthode 2007
Charge en tête Q	13	63	115	157		
Efficacité E	**1**	**0,79**	**0,57**	**0,35**	**0**	
Taux de concentration n	∞	21	20	19	14	
Frottement négatif F_{ns}	0	13	45	67		méthode 1988 (sans changement)
Point neutre h_c (m)	0	3,0	5,0	5,0		
Charge totale Q_t	13	76	160	224		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,96**	**0,80**	**0,49**	**0**	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

TABLEAU II $h_r = 10$ m ; $\gamma_r h_r = 200$ kPa.

Maillage b/R	1	2,5	4	6	∞	
q_s, contrainte résiduelle = q (h_r)	0	12	33	72	200	
Rapport SRR de réduction de contrainte q (h_r)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,06**	**0,17**	**0,36**	**1**	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	25	157	402	905	∞	
Charge maximale possible en tête Q_M					1130	méthode 1988
Charge en tête Q	25	149	339	588	1130	
Efficacité E = Q/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,95**	**0,84**	**0,65**	**0**	
Taux de concentration n Q/(πR^2q (h_r))	∞	98	82	65	45	
Frottement négatif F_{ns}	0	6	37	71		méthode 1988
Point neutre h_c (m)	0	2,2	5	5		
Charge totale Q_t	13	155	376	659		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,99**	**0,94**	**0,73**	**0**	
Hauteur active h_a (m)		1,02	1,68	2,0		
q_s contrainte résiduelle q (h_a)	0	42	82	127	200	
Rapport SRR q (h_a)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,21**	**0,41**	**0,63**	**1**	
Charge maximale possible en tête Q_M	25	215	348	407	407	méthode 2007
Charge en tête Q	25	129	248	346		
Efficacité E	**1**	**0,82**	**0,62**	**0,38**	**0**	
Taux de concentration n	∞	24	24	22	16	
Frottement négatif F_{ns}	0	21	69	112		méthode 1988 (sans changement)
Point neutre h_c (m)	0	3,5	5	5		
Charge totale Q_t	25	150	317	458		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,96**	**0,79**	**0,51**	**0**	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

TABLEAU III h_r = 20 m ; $\gamma_r h_r$ = 400 kPa.

Maillage b/R	1	2,5	4	6	∞	
q_s, contrainte résiduelle = q (h_r)	0	12	33	77	400	
Rapport SRR de réduction de contrainte q (h_r)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,03**	**0,08**	**0,19**	**1**	
Charge d'influence $\pi b^2 \gamma_r h_r$	50	314	805	1810	∞	méthode 1988
Charge maximale possible en tête Q_M					4522	
Charge en tête Q	50	306	740	1467		
Efficacité E = Q/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,97**	**0,96**	**0,85**	**0**	
Taux de concentration n Q/(πR^2q (h_r))	∞	203	178	152	90	
Frottement négatif F_{ns}	0	6	37	74		méthode 1988
Point neutre h_c (m)	0	2,2	5	5		
Charge totale Q_t	50	312	777	1541		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,99**	**0,96**	**0,85**	**0**	
Hauteur active h_a (m)		1,02	1,68	2,0		
q_s contrainte résiduelle q (h_a)	0	78	155	247	400	
Rapport SRR q (h_a)/($\gamma_r h_r$)	**0**	**0,19**	**0,39**	**0,62**		
Charge maximale possible en tête Q_M		441	728	859	859	méthode 2007
Charge en tête Q	50	263	512	725	859	
Efficacité E	**1**	**0,84**	**0,64**	**0,40**	**0**	
Taux de concentration n	∞	27	26	24	17	
Frottement négatif F_{ns}	0	43	118	202		méthode 1988 (sans changement)
Point neutre h_c (m)	0	4,7	5	5		
Charge totale Q_t	50	307	630	927		
Efficacité totale E = Q_t/($\pi b^2 \gamma_r h_r$)	**1**	**0,98**	**0,78**	**0,51**	**0**	

Les contraintes sont exprimées en kPa et les charges ou efforts en kN.

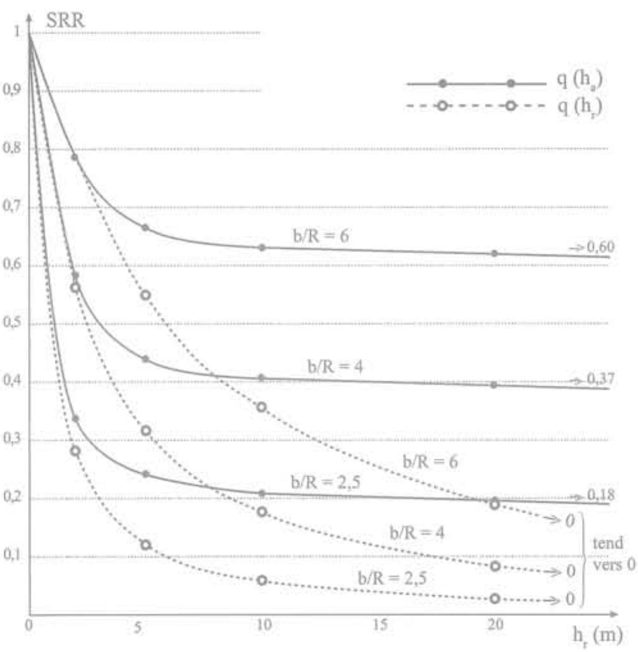

FIG. 5 **Évolution du rapport SSR en fonction de h_r.**
Evolution of SSR ratio with h_r.

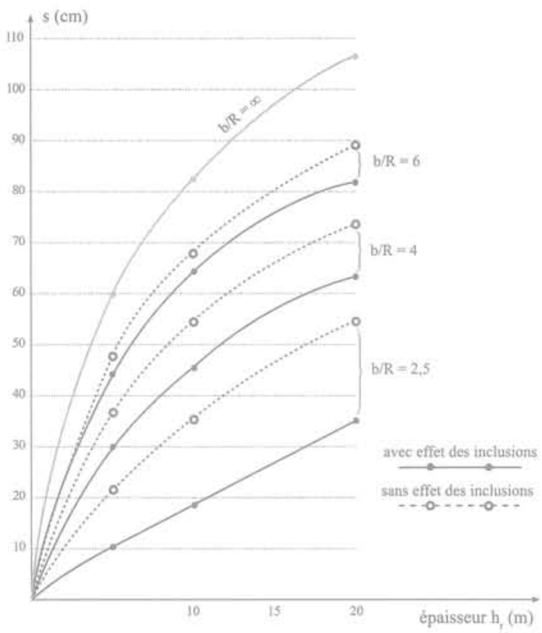

FIG. 6 **Évolution du tassement sous q_s = q (h_a) en fonction de h_r.**
Evolution of settlement under q_s = q(h_a) with h_r.

inclusions rigides. On cherche à réduire fortement les déformations en les ramenant à des valeurs imposées, de même qu'on cherche à construire rapidement en éliminant les problèmes de stabilité. Il est donc important de prévoir au mieux ces tassements, totaux, différentiels, différés et de garantir l'obtention des valeurs fixées.

Ces tassements sont le résultat d'une réduction de la surcharge de remblai par la mobilisation simultanée d'un effort en tête d'inclusion et du frottement négatif sur une fraction ou la totalité du fût de celle-ci. La charge totale Q_t, somme de ces deux efforts, doit être équilibrée par l'effort offert par la fiche résistante dans l'horizon porteur sous-jacent, et le frottement positif mobilisé dans la partie inférieure de l'inclusion, située au-delà du point neutre. Ce frottement sera souvent unitairement faible, du fait des caractéristiques, elles-mêmes faibles, du sol mou, et de l'influence de l'effet de groupe.

A ce stade du dimensionnement, deux choix extrêmes sont possibles. Certains concepteurs, dans l'optique d'une inclusion « fixe » en pointe, préconisent une sécurité de 2 ou 3 sur la charge limite de la fiche ; le fonctionnement est identique à celui d'une fondation profonde traditionnelle. Cela assure a priori des déformations relatives suffisantes entre sol et inclusion pour justifier le calcul des efforts moteurs. Cette sécurité paraît cependant excessive et certains, dont l'auteur de cet article, recommandent de la réduire fortement, en admettant de faire travailler la partie résistante à sa charge de fluage, voire sa charge limite.

Dans le premier cas, avec des pointes fixes, on dispose d'une réserve d'effort, permettant, au cours de la vie de l'ouvrage, l'ajout en tête de remblai d'une surcharge nouvelle. Cette dernière se repartit entre sol mou et inclusion, n'entraînant qu'un tassement modéré dont on s'assure qu'il peut être acceptable. La répartition étant calculable, on accède à la valeur maximale de cette surcharge conduisant progressivement la fiche résistante à sa charge limite.

Dans le second cas, l'application de la même surcharge nouvelle sollicite intégralement le sol mou sur toute son épaisseur ; l'inclusion ne peut reprendre aucun effort supplémentaire, et la surface du sol mou et la tête d'inclusion accusent un même tassement, supérieur au précédent.

Cependant, l'incertitude sur le calcul de la charge limite de la fiche résistante et les différences, quelquefois faibles auxquelles on parvient sur la longueur de cette fiche, peuvent faire que cette alternative n'a en réalité guère d'intérêt ; c'est particulièrement vrai si la longueur totale de l'inclusion est forte. La frange supérieure de l'horizon porteur est aussi un élément à considérer, car son irrégularité en plan, son altération, son remaniement sont autant de facteurs qui vont rendre nécessaire l'obtention d'une fiche minimale. A l'inverse, la présence continue d'un niveau rocheux permet d'y poser simplement les pointes.

Un autre aspect doit être évoqué, il s'agit de l'effet de groupe. On en tire profit pour justifier le dimensionnement du réseau, mais on le néglige ou l'oublie au niveau du sol porteur où il a d'autant plus de raison d'être pris en compte que le maillage est serré. Dans l'exemple numérique traité, le maillage de b/R = 2,5 conduit à une efficacité totale de plus de 95 %, la charge totale étant appliquée pratiquement au niveau du sol porteur. Dans ces conditions, que la pointe des inclusions soit fixe ou mobile, le tassement du groupe dépend de la compressibilité de l'horizon porteur et diffère assez peu d'un cas à l'autre dans la mesure où l'horizon est homogène. La différence n'atteint pas celle obtenue entre le tassement d'un pieu à sa charge limite, de l'ordre du dixième du diamètre, et celui d'un pieu où la sécurité est de 2 à 3, de l'ordre du centième du diamètre de celui-ci. Pour les inclusions les plus couramment réalisées, d'un diamètre de l'ordre de 40 cm, ces valeurs restent de toute manière faibles, avec 4 à 5 cm pour la plus forte. C'est en ces termes que se poserait le calcul du tassement dans le cas de figure, extrême et totalement irréaliste, d'un groupe d'inclusions qui seraient toutes jointives et indépendantes, recouvrant totalement la surface du sol mou ; on imaginerait alors des fûts de plus faible section droite que la tête et l'ensemble serait similaire à celui d'une dalle sur pieu. Les groupes efficaces ne sont pas très éloignés de cette configuration.

Enfin, il est essentiel de rappeler que les déformations ne sont gênantes que si elles sont préjudiciables au bon fonctionnement des ouvrages en service. Par exemple, pour les remblais ferroviaires, les exigences imposées par l'exploitant ne concernent que les déformations à venir après mise en place de la voie.

Aussi, dans la mesure où les tassements, qui seraient obtenus sans renforcement, sont d'intensité suffisante, cet ensemble d'éléments permet d'affirmer que le problème du choix de pointes d'inclusions « fixes » ou « mobiles » n'est le plus souvent pas important et les tassements qui se manifestent au niveau des pointes sont le plus souvent rapides et non rédhibitoires.

Afin de préciser ce que sont des tassements d'intensité suffisante, il y a lieu d'évoquer le cas de la très faible déformabilité du massif pour lequel il sera très peu courant, pour des remblais qui y sont construits, d'utiliser des inclusions rigides. La méthode générale de dimensionnement exposée ne fait appel qu'à des conditions de contraintes limites ; elle admet implicitement que les déformations relatives entre le sol et le fût de l'inclusion et entre le remblai (ou matelas) et la tête de l'inclusion sont suffisantes pour mobiliser les contraintes. C'est le cas de très nombreuses situations. On sait que pour le fût, le déplacement relatif nécessaire et suffisant est de l'ordre de 1/100 du diamètre 2 R du fût ; pour la tête, même si l'on fait appel au phénomène de frottement négatif pour justifier le dimensionnement, c'est en réalité le poinçonnement dans le matelas qui est mis en cause. La capacité limite demande donc (et c'est l'analogie avec le poinçonnement d'une semelle qui permet cette hypothèse) une déformation relative de 1/10 du diamètre 2 R' de cette tête, la moitié environ de cette capacité ne nécessitant que 1/100 de 2 R'.

Si le sol s'avère peu compressible et ne mène sans traitement qu'à de faibles tassements même sous forte charge, on ne peut appliquer brutalement la méthode sans risque d'un surdimensionnement du groupe d'inclusions auquel elle mène ; on arriverait ainsi au cas extrême d'un sol quasiment indéformable que l'on renforcerait, alors que c'est bien sûr inutile.

Aussi, avant toute décision de renforcement et, plus généralement, d'amélioration, il est impératif de procéder à l'étude des déformations et plus précisément à l'étude du profil vertical S (z) des tassements sur l'épaisseur H_s du massif concerné.

Le critère de renforcement étant la déformée verticale en surface, la « densité » de renforcement est directement liée à la différence entre le tassement sans renforcement S et le tassement admissible S_a à obtenir sous charge après renforcement. La densité du groupe est nulle si $S - S_a = 0$.

Aussi, dans la mesure où les tassements sans renforcement sont petits, il est de loin préférable de « fixer » les pointes pour favoriser le déplacement relatif requis pour mobiliser les contraintes.

On peut d'ailleurs constater que plus $S - S_a$ baisse, plus la densité des renforts baisse ; si on impose la longueur des inclusions, on est amené à des diamètres de plus en plus faibles.

Une remarque s'impose également quant aux tassements attendus. Tels que nous les avons calculés, ils sont liés à la consolidation et se manifestent théoriquement plus ou moins lentement. Or, on constate souvent que les tassements acquis, faibles, le sont rapidement. On ne peut s'empêcher de faire le rapprochement avec un comportement élastique instantané, généralement négligé, car de faible amplitude. La surconsolidation peut fournir une explication à ce constat. Elle existe souvent, ne serait-ce que par la variation de la nappe d'eau superficielle, associée à une couche de surface de meilleure qualité que l'ensemble du massif. Cette influence est donc réelle, précisément dans le domaine des faibles contraintes résiduelles en surface, et négliger ou ignorer cette réalité physique de la surconsolidation n'est pas sans enjeu sur le dimensionnement.

8

Influence de la qualité du remblai

La performance du renforcement est très dépendante de la qualité du remblai, plus spécialement sur la partie inférieure de celui-ci, la hauteur active h_a qui mobilise les efforts transmis à la tête. En effet, le terme K tan φ_r est directement lié à cette qualité et c'est lui qui détermine, pour b/R donné, la contrainte résiduelle q_s et l'effort en tête. Ainsi si K tan φ_r est nul, q_s vaut $\gamma_r h_a$ et l'effort est nul (hormis le poids de la colonne de remblai). Par ailleurs la valeur limite $e^{-m_r h_a}$ du rapport SRR, pour $h_r = \infty$ comporte le terme :

$$m_r h_a = \frac{10 - 0{,}4\left(6 - \frac{b}{R}\right)^2}{\frac{b^2}{R^2} - 1}$$ /K tan φ_r, proportionnel à K tan φ_r.

Le choix de la valeur de K tan φ_r est donc essentiel et la qualité finale du remblai dont ce terme dépend doit être fixée par des spécifications à bien respecter. Les documents de Recommandations existent, auxquels on se référera (LCPC-COPREC, 1980 ; SETRA-LCPC, 1992).

Dans ce domaine, les réceptions de corps de remblai ou de plates-formes sont très souvent basées sur la mesure des modules de déformation, mesurés, soit par essai statique de plaque, soit par impact à la dynaplaque ou au portancemètre. Ces matériels fournissent des valeurs de module corrélées entre elles ou directement prescrites dans les spécifications pour un appareillage donné. Toutefois, l'obtention des modules demandés est également tributaire, pour les toutes premières couches de remblai mises en œuvre, de la rigidité du sol support. Il est illusoire d'espérer bien compacter sur un sol mou, ce qui nécessite souvent de sacrifier une première épaisseur, indispensable d'ailleurs à la circulation des engins ; il est donc recommandé de travailler en période d'étiage en profitant

TABLEAU IV Valeurs de K tan φ_r en fonction du module E.

E (MPa)	20	30	40	50	70	100	150
K tan φ_r	0,43	0,55	0,65	0,73	0,85	0,96	1,05

de la croûte superficielle moins déformable. Enfin, le module obtenu après compactage de la couche, augmente très sensiblement après que cette couche a été recouverte par les couches suivantes ; ce constat, logique, a pu être fait sur des remblais.

Pour le calcul, il s'agit, le module E étant connu, d'en déduire la valeur K tan φ_r à utiliser, sachant que la nature et la granulométrie du matériau sont des éléments à prendre en compte. Le mode et les paramètres de compactage ont eux-mêmes une influence directe tant sur l'angle φ_r que sur le coefficient K tan φ_r. On propose la relation empirique :

$$K \tan \varphi_r = 1{,}1 - e^{-E/E_0} \qquad (7)$$

où E_0 vaut 50 MPa. E est soit le module E_{v2} mesuré à la plaque de diamètre 60 cm, soit 3 E_M, E_M étant le module mesuré au pressiomètre Ménard. Cette relation fournit les valeurs du tableau IV, cohérentes avec celles données pour K tan φ_r dans le fascicule 62, titre V (SETRA, 1993), au sujet du frottement négatif.

9

Influence de la cohésion du remblai

La cohésion du matériau de l'épaisseur active h_a intervient dans l'efficacité du renforcement. Le cas extrême d'une épaisse couche de grave ciment, mise directement en œuvre sur les têtes d'inclusions, puis chargée, le prouve manifestement. Une difficulté subsiste cependant si l'on souhaite tenir compte de cette cohésion ; elle doit être pérenne et homogène. Ainsi, une grave bien graduée, possédant un pourcentage de fines appréciable et compactée dans les meilleures conditions de teneur en eau, à l'optimum Proctor normal ou modifié, acquiert une cohésion qui peut s'avérer permanente ; la situation de ce matériau en sous-couche du remblai est en effet favorable à une protection et au maintien de cette caractéristique. En outre, les tassements faibles que subira le remblai limitent beaucoup les risques de fissuration. En tout état de cause, la « valeur caractéristique » de la cohésion qui sera retenue pour justifier un ouvrage définitif, devra être prudente. Pour des chantiers expérimentaux ins-

TABLEAU V Valeurs des contraintes $q_s = q\,(h_a)$, en kPa, en fonction de la cohésion.
Stresses q (h_a) with cohesion.

b/R \ c	0	5	10	15	20	h_r
2,5	24	19	14	10	5	5
	42	36	32	27	23	10
	78	71	66	62	57	20
4	45	42	39	35	32	5
	82	79	75	72	68	10
	155	152	148	145	141	20
6	67	65	63	60	58	5
	127	125	122	120	118	10
	247	244	242	240	238	20

trumentés, par contre, la cohésion à retenir pour les interprétations sera la cohésion moyenne, en espérant une dispersion la plus faible possible.

L'introduction de la cohésion c mène pour la contrainte résiduelle q_s à la valeur suivante :

$$q(s) = q(h_a) = \left(\frac{\gamma_r}{m_r} - \frac{c}{K \tan\varphi_r}\right)\left(1 - e^{m_r h_a}\right) + \left(h_r - h_a\right)\gamma_r e^{-m_r h} \quad (8)$$

Elle est inférieure à celle obtenue en (4) pour le sol purement frottant.

On donne, dans le tableau V, les résultats pour les trois hauteurs de remblai de 5, 10 et 20 m avec des valeurs respectives de c : 5, 10, 15 et 20 kPa.

On peut constater que la cohésion a d'autant moins d'influence que :

– l'espacement b/R augmente ;

– l'épaisseur h_r augmente ; d'ailleurs pour h_r croissant indéfiniment, le rapport SRR a, quelle que soit la cohésion c, la même valeur que pour le sol simplement frottant.

Enfin, il est aisé de vérifier que le « poids » de c est d'autant plus faible que K tan φ_r est élevé. La cohésion n'a donc d'intérêt que pour des remblais de hauteurs modérées, tels les remblais routiers courants de 5 à 6 m. Il est donc évident que tout procédé, permettant de conférer au matériau une cohésion permanente à la partie active, va dans le sens, pour une efficacité fixée, d'un maillage un peu plus lâche pour les éléments rigides.

10

Conclusion

L'introduction, dans un remblai sur sol compressible renforcé par inclusions rigides, d'un plan d'égal tassement situé à une distance des têtes appelée hauteur active, conduit à modifier l'expression donnant la valeur de la contrainte résiduelle en surface du sol initial. Cette valeur est plus forte que celle constituant la base de la méthode développée en 1988. La diminution de l'effort en tête d'inclusion est compensée par l'augmentation du frottement négatif dans le sol mou, et l'efficacité globale du groupe est peu affectée, pour les maillages relativement serrés. Enfin, on peut estimer que prévoir dans le sol porteur une pointe d'inclusion fixe ou, au contraire, susceptible de tasser, ne modifie guère le dimensionnement et le comportement de l'ouvrage. La qualité du remblai, appréciée par son module, est déterminante dans l'efficacité d'un groupe d'inclusions, et la cohésion vraie du remblai s'avère en outre bénéfique.

Bibliographie

Combarieu O. – Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification des remblais sur sols médiocres. *Revue française de géotechnique*, n° 44, 1988, p. 57-79.

Combarieu O. – Fondations superficielles sur sol amélioré par inclusions rigides. *Revue française de géotechnique*, n° 53, 1990, p. 33-44.

Jenck O. – *Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique.* Thèse URGC de l'INSA de Lyon, 2005.

LCPC-COPREC – *Caractéristiques des matériaux de remblai supports de fondations.* Recommandations, 1980.

Ménard L. – Calcul de la capacité portante des fondations sur la base des essais pressiométriques. *Sols-Soils*, n° 5, 1963, p. 9-28.

Ménard L. – *Ancrages à géométrie variable.* Notice D/93/69 du Centre d'études géotechniques L. Ménard, 1969.

SETRA – *Fascicule 62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil,* CCTG, 1993.

SETRA-LCPC – *Réalisation des remblais et des couches de forme.* Guide technique, 1992.

Une approche micro-mécanique de la notion de contrainte effective en mécanique des milieux poreux

L. DORMIEUX
Université Paris-Est
Institut Navier
Cité Descartes
Champs-sur-Marne
77454 Marne-la-Vallée
Cedex 2
dormieux@lmsgc.enpc.fr

Résumé

La présente étude se propose d'aborder la notion de contrainte effective dans le cadre d'une approche micromécanique. A la suite des travaux classiques d'Auriault et Sanchez-Palencia (1977), on revisite brièvement la poroélasticité linéaire. Puis on s'intéresse au cas où la phase solide possède un comportement élastique non linéaire. On établit certains résultats généraux sur le rôle de la pression de pore dans le critère de rupture du milieu poreux. On applique enfin les techniques d'homogénéisation non linéaire pour déterminer la forme mathématique de ce dernier.

Mots-clés : contrainte effective, homogénéisation, non linéaire, rupture.

A micromechanical approach of the effective stress concept in poromechanics

Abstract

The present paper considers the effective stress concept in the framework of a micromechanics reasoning. Following the classical works of Auriault and Sanchez-Palencia (1977), linear poroelasticity is first briefly revisited. Then, the case of a non linear elastic behavior of the solid phase is examined. Some general results concerning the influence of the pore pressure on the strengh of a porous medium are presented. The strength criterion is derived in particular cases by means of non linear homogenization techniques.

Key words : effective stress, homogenization, non linear, strength.

NDLR : Les discussions sur cet article sont acceptées jusqu'au 1er août 2008.

1 Introduction

L'introduction du concept de contrainte effective en mécanique des milieux poreux est due à K. Terzaghi et M. Biot qui l'ont formulé de façon indépendante dès la première moitié du XX^e siècle. Il ne s'agit pas ici de faire l'historique de ce concept. Cependant, il est incontestable que son impact sur l'essor de la géotechnique a été décisif. Sur le plan théorique, il semble que la justification de l'idée de contrainte effective ait d'abord été apportée dans le cadre de la théorie linéaire de la poroélasticité, qui suppose que le comportement de la phase solide est élastique linéaire. Cependant, de nombreux auteurs, notamment à la suite de Terzaghi, ont cherché très tôt à l'utiliser dans le domaine du comportement irréversible de la phase solide et de l'analyse de la résistance des milieux poreux. Par ailleurs, alors qu'il avait été initialement introduit pour des matériaux saturés par une phase fluide unique, le recours à ce concept dans des situations multiphasiques a également été envisagé sous diverses formes (Bishop, 1960 ; Fredlund, 1985 ; Coussy, 1995 ; Schrefler *et al.*, 1997 ; Château et Dormieux, 2002).

La présente étude se propose d'aborder la notion de contrainte effective dans le cadre d'une approche micromécanique. A la suite des travaux classiques d'Auriault et Sanchez-Palencia (1977), on revisite brièvement la poroélasticité linéaire. Puis, on s'intéresse au cas où la phase solide possède un comportement élastique non linéaire. On établit certains résultats généraux sur le rôle de la pression de pore dans le critère de rupture du milieu poreux. On applique enfin les techniques d'homogénéisation non linéaire pour déterminer la forme mathématique de ce dernier.

Le point de vue micromécanique consiste à considérer la particule élémentaire introduite classiquement par la mécanique des milieux continus comme une structure et à déduire le comportement du matériau de la réponse de cette structure lorsqu'elle est soumise à un chargement défini de façon adéquate. Plus précisément, la mise en œuvre du raisonnement d'homogénéisation dans les milieux hétérogènes à microstructure aléatoire repose sur la notion de volume élémentaire représentatif (v.e.r.). Ce dernier incorpore de façon statistique l'ensemble des informations relatives à la géométrie de la microstructure et aux propriétés mécaniques des constituants. A cet effet, sa taille doit être grande devant celles des hétérogénéités (dimensions caractéristiques des pores et des grains).

Le v.e.r. sur lequel on travaille dans la suite est un volume Ω. Il est subdivisé en un sous-domaine solide et un espace poreux. Le vecteur position dans Ω à l'échelle microscopique est noté $\underline{z}$. Les efforts intérieurs dans le v.e.r. et les déformations qu'il subit sont décrits :

– à l'échelle microscopique, par un champ de contrainte $\sigma(\underline{z})$ et un champ de déformation $\varepsilon(\underline{z})$;

– à l'échelle macroscopique, par un tenseur de contrainte Σ et un tenseur de déformation $\mathbf{E}$.

La configuration de référence du v.e.r. correspond à l'état naturel en l'absence de contrainte macroscopique et de pression de fluide dans l'espace poreux. Ω^s_o et Ω^p_o représentent les configurations de référence de la phase solide et de l'espace poreux. $\Omega_o = \Omega^s_o \cup \Omega^s_o$ représente ainsi la configuration de référence du v.e.r. et $|\Omega_0|$ désigne le volume correspondant.

Sous l'action d'un chargement mécanique, le sous-domaine solide et l'espace poreux subissent une transformation géométrique au terme de laquelle ils occupent respectivement les volumes Ω^s et Ω^p. I^{sf} désigne la position actuelle de l'interface solide/pores. Dans toute la suite, on fait l'hypothèse de transformations infinitésimales.

Sans restreindre la généralité, il est commode de supposer que la frontière extérieure du v.e.r. appartient à la phase solide. Pour rendre compte de la connexité de l'espace poreux, il suffit de supposer que la pression de pore qui règne dans Ω^p est uniforme.

Pour la suite, il est commode d'introduire le rapport $\phi = |\Omega^p|/|\Omega_o|$ qui fournit une valeur normalisée du volume actuel de l'espace poreux. Dans la configuration de référence, $\phi = \phi_o$, n'est autre que la porosité initiale φ_o. Cependant, les variations de ϕ sous l'action d'un chargement mécanique ne sont pas égales à celles de la porosité.

Étant donné un champ $a(\underline{z})$ défini sur Ω, $\overline{a}$, $\overline{a}^s$ et $\overline{a}^p$ désignent les valeurs moyennes au sens intégral usuel du champ a respectivement sur Ω, Ω^s et Ω^p. On note $\mathbf{1}$ et $\mathbb{I}$ les tenseurs identités du second et du quatrième ordre. On introduit également $\mathbb{J} = 1/3\ \mathbf{1} \otimes \mathbf{1}$ et $\mathbb{K} = \mathbb{I} - \mathbb{J}$.

2 Poroélasticité linéaire

Dans cette section, le comportement du solide est élastique linéaire. Les propriétés du solide, supposées homogènes, sont caractérisées par le tenseur des modules d'élasticité $\mathbb{C}^s$, ou par le tenseur de souplesse $\mathbb{S}^s = \mathbb{C}^{s-1}$. Pour certaines illustrations, on se placera dans le cadre de l'isotropie, dans lequel $\mathbb{C}^s$ s'écrit :

$$\mathbb{C}^s = 3k^s\mathbb{J} + 2\mu^s\mathbb{K} \qquad (1)$$

où k^s est le module de compression ; μ^s, le module de cisaillement.

2.1 Définition du chargement

Il existe classiquement deux approches possibles pour définir le chargement mécanique subi par la phase solide Ω^s du v.e.r. (Zaoui, 2002). Lorsque l'on adopte les conditions aux limites dites « uniformes en contraintes », le chargement macroscopique est caractérisé par le tenseur de contraintes macroscopique Σ et la pression macroscopique P :

$$\begin{array}{ll} \operatorname{div}_z \sigma = 0 & (\Omega^s) \\ \sigma = \mathbb{C}^s : \varepsilon & (\Omega^s) \\ \sigma \cdot \underline{n} = \Sigma \cdot \underline{n} & (\partial\Omega) \\ \sigma \cdot \underline{n} = -P\underline{n} & (I^{sf}) \end{array} \qquad (2)$$

La seconde possibilité consiste à utiliser des conditions aux limites uniformes en déformation, pour lesquelles les paramètres de chargement sont à présent le tenseur de déformation macroscopique $\mathbf{E}$ et la pression macroscopique P :

$$
\begin{array}{ll}
\operatorname{div}_z \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega^s) \\
\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}^s : \boldsymbol{\varepsilon} & (\Omega^s) \\
\underline{\xi} = \mathbf{E} \cdot \underline{z} & (\partial\Omega) \\
\boldsymbol{\sigma} \cdot \underline{n} = -P\underline{n} & (I^{sf})
\end{array}
\tag{3}
$$

Dans les équations (2) et (3), le système matériel coïncide avec la phase solide. Cependant, il est commode d'étendre la définition du problème micromécanique à la totalité du volume élémentaire (solide et espace poreux saturé). Il suffit d'introduire un matériau fictif dans l'espace poreux, dont le comportement est de type élastique linéaire avec précontrainte :

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}^p : \boldsymbol{\varepsilon} - P\mathbf{1} \quad \text{avec} \quad |\mathbb{C}^p| \ll |\mathbb{C}^s| \tag{4}$$

La condition $|\mathbb{C}^p| \ll |\mathbb{C}^s|$ revient en fait à $\sigma \approx -P\mathbf{1}$ dans Ω^p et rend compte de la condition de continuité à l'interface fluide-solide I^{sf} dans les équations (2) et (3). L'intérêt de ce point de vue réside dans le fait qu'il permet de formuler le comportement local d'une façon unifiée pour la totalité du v.e.r. :

$$(\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \boldsymbol{\sigma}(\underline{z}) = \mathbb{C}(\underline{z}) : \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{z}) + \boldsymbol{\sigma}_o(\underline{z}) \tag{5}$$

avec :

$$\mathbb{C}(\underline{z}) = \begin{cases} \mathbb{C}^p & (\Omega^p) \\ \mathbb{C}^s & (\Omega^s) \end{cases} \qquad \boldsymbol{\sigma}_o(\underline{z}) = \begin{cases} -P\mathbf{1} & (\Omega^p) \\ 0 & (\Omega^s) \end{cases} \tag{6}$$

Ainsi, dans le cadre des conditions aux limites en contraintes, le problème mécanique (2) peut être étendu à la totalité du v.e.r. Ω sous la forme :

$$
\begin{array}{ll}
\operatorname{div}_z \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega) \\
\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}(\underline{z}) : \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\sigma}_o(\underline{z}) & (\Omega) \\
\boldsymbol{\sigma} \cdot \underline{n} = \boldsymbol{\Sigma} \cdot \underline{n} & (\partial\Omega)
\end{array}
\tag{7}
$$

Avec les conditions aux limites uniformes en déformation, l'équation (3) est maintenant remplacée par :

$$
\begin{array}{ll}
\operatorname{div}_z \boldsymbol{\sigma} = 0 & (\Omega) \\
\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}(\underline{z}) : \boldsymbol{\varepsilon} + \boldsymbol{\sigma}_o(\underline{z}) & (\Omega) \\
\underline{\xi} = \mathbf{E} \cdot \underline{z} & (\partial\Omega)
\end{array}
\tag{8}
$$

2.2

Conditions drainées

Pour commencer, on traite brièvement les cas de chargement définis respectivement par ($\Sigma \neq 0$, P = 0) et par ($\mathbf{E} \neq 0$, P = 0). Cela revient à poser $\sigma_0 = 0$ dans (7) et (8) :

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbb{C}(\underline{z}) : \boldsymbol{\varepsilon} \quad \Leftrightarrow \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbb{S}(\underline{z}) : \boldsymbol{\sigma} \quad \text{avec } \mathbb{S}(\underline{z}) = \mathbb{C}(\underline{z})^{-1} \tag{9}$$

Aussi bien dans l'équation (7) que dans l'équation (8), la réponse dépend linéairement du paramètre de chargement, c'est-à-dire de Σ ou de $\mathbf{E}$. Cette remarque conduit au concept important de tenseur de « localisation ».

Plus précisément, considérons d'abord les conditions uniformes en contrainte (problème (7)). Le champ de contrainte σ (z) dans le v.e.r. est proportionnel au paramètre de chargement Σ. Il existe donc un tenseur du quatrième ordre, dit « tenseur de localisation de la contrainte », noté ici $\mathbb{B}$ (z) (Fig. 1) :

$$(\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \boldsymbol{\sigma}(\underline{z}) = \mathbb{B}(\underline{z}) : \boldsymbol{\Sigma} \tag{10}$$

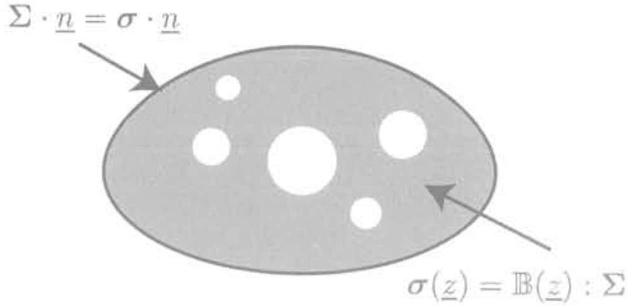

FIG. 1 Le tenseur $\mathbb{B}$ de localisation de la contrainte.

On note que la règle de moyenne sur les contraintes $\Sigma = \overline{\sigma}$ qui résulte des conditions aux limites choisies implique que $\overline{\mathbb{B}} = \mathbb{I}$. En vertu de la condition $|\mathbb{C}^p| \ll |\mathbb{C}^s|$, l'état de contrainte dans l'espace poreux est $\sigma \approx 0$. Ceci revient à écrire que $|\mathbb{B}| \approx 0$ dans Ω^p et implique que :

$$\mathbb{I} = \overline{\mathbb{B}} = (1-\varphi_o)\overline{\mathbb{B}}^s + \varphi_o\overline{\mathbb{B}}^p \approx (1-\varphi_o)\overline{\mathbb{B}}^s \tag{11}$$

La déformation macroscopique $\mathbf{E}$ étant définie comme la moyenne $\overline{\varepsilon}$, la combinaison des équations (9) et (10) fournit :

$$\mathbf{E} = \mathbb{S}^{hom} : \boldsymbol{\Sigma} \tag{12}$$

avec :

$$\mathbb{S}^{hom} = \overline{\mathbb{S} : \mathbb{B}} \tag{13}$$

L'équation (12) montre que le comportement macroscopique est linéaire élastique et $\mathbb{S}^{hom}$ s'interprète comme le tenseur de souplesse homogénéisé. Les tenseurs de souplesse $\mathbb{S}^s$ du solide et $\mathbb{S}^p$ de l'espace poreux (rappelons le caractère fictif de ce dernier) étant uniformes, $\mathbb{S}^{hom}$ s'écrit :

$$\mathbb{S}^{hom} = (1-\varphi_o)\mathbb{S}^s : \overline{\mathbb{B}}^s + \varphi_o\mathbb{S}^p : \overline{\mathbb{B}}^p \tag{14}$$

soit, en se souvenant de la relation (11) :

$$\mathbb{S}^{hom} = \mathbb{S}^s + \varphi_o\mathbb{S}^p : \overline{\mathbb{B}}^p \tag{15}$$

La souplesse macroscopique apparaît comme la somme des contributions respectives du solide et de l'espace poreux. Bien que $\overline{\mathbb{B}}^p \approx 0$, le second terme de (15) ne disparaît pas car $|\mathbb{S}^p| \gg |\mathbb{S}^s|$.

De façon similaire, dans le cadre des conditions uniformes en déformation (8), le champ de déformation microscopique ε dépend linéairement de $\mathbf{E}$. Cette propriété est prise en compte par l'intermédiaire du tenseur de localisation de la déformation $\mathbb{A}$(z) (Fig. 2) :

$$(\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \boldsymbol{\varepsilon}(\underline{z}) = \mathbb{A}(\underline{z}) : \mathbf{E} \tag{16}$$

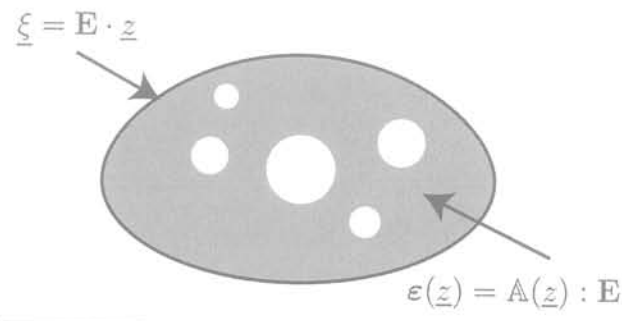

FIG. 2 Le tenseur $\mathbb{A}$ de localisation de la déformation.

La règle de moyenne $\mathbf{E} = \overline{\varepsilon}$ qui résulte de ce type de conditions aux limites implique que $\overline{\mathbb{A}} = \mathbb{I}$:

$$\mathbb{I} = (1-\varphi_o)\overline{\mathbb{A}}^s + \varphi_o\overline{\mathbb{A}}^p \tag{17}$$

On définit alors la contrainte macroscopique comme la moyenne du champ de contrainte microscopique : $\Sigma = \overline{\sigma}$. En vertu des équations (9) et (16), il résulte que :

$$\Sigma = \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} \quad \text{avec } \mathbb{C}^{hom} = \overline{\mathbb{C} : \mathbb{A}} \tag{18}$$

$\mathbb{C}^{hom}$ s'interprète comme le tenseur des modules d'élasticité en condition drainée. En utilisant l'équation (17) et en se souvenant du fait que $|\mathbb{C}^p| \to 0$, il peut être mis sous la forme :

$$\mathbb{C}^{hom} = (1-\varphi_o)\mathbb{C}^s : \overline{\mathbb{A}}^s = \mathbb{C}^s : (\mathbb{I} - \varphi_o \overline{\mathbb{A}}^p) \tag{19}$$

Le terme $\varphi_o \overline{\mathbb{A}}^p$ dans l'expression (19) de $\mathbb{C}^{hom}$ rend compte de la réduction de raideur imputable à l'espace poreux.

D'une part, les conditions aux limites uniformes en contrainte conduisent au tenseur de souplesse homogénéisé $\mathbb{S}^{hom}$. D'autre part, le tenseur des modules d'élasticité macroscopique $\mathbb{C}^{hom}$ a été obtenu dans le cadre des conditions aux limites uniformes en déformation. La cohérence de ces deux différentes techniques réside dans le fait que les conditions aux limites correspondantes induisent des réponses identiques à l'échelle locale, à l'exception du voisinage de la frontière $\partial\Omega$, sur une épaisseur de l'ordre de la taille des hétérogénéités. Cela revient à dire que $\mathbb{S}^{hom} = \mathbb{C}^{hom\,-1}$, pourvu que la taille du v.e.r. soit grande devant celles des hétérogénéités. Plus précisément, Hill et Mandel ont prouvé que :

$$\mathbb{S}^{hom} : \mathbb{C}^{hom} = \mathbb{I} + \mathcal{O}(\frac{d}{\ell})^3 \tag{20}$$

où d et ℓ désignent respectivement la taille des hétérogénéités et celle du v.e.r.

2.3 Le couplage poroélastique linéaire

Le problème (7), défini par Σ et P, dépend linéairement de ces deux paramètres de chargement. Il est donc possible d'étudier la réponse au chargement $\mathcal{L}_1 = (\Sigma, P)$ en le scindant en deux composantes, respectivement $\mathcal{L}_1 = (\Sigma + P\mathbf{1}, 0)$ et $\mathcal{L}_2 = (-P\mathbf{1}, P)$.

Dans le chargement $\mathcal{L}_1$, la contrainte macroscopique appliquée à la frontière $\partial\Omega$ est $\Sigma + P1$ et il n'y a pas de pression dans l'espace poreux. La réponse à un tel chargement a été déterminée au paragraphe 2.2. Les champs de contrainte et de déformation microscopiques s'écrivent :

$$\begin{aligned} (\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \sigma_1 &= \mathbb{B} : (\Sigma + P\mathbf{1}) \\ \varepsilon_1 &= \mathbb{S}(\underline{z}) : \mathbb{B} : (\Sigma + P\mathbf{1}) \end{aligned} \tag{21}$$

Dans le chargement $\mathcal{L}_2$, une même pression P est appliquée sur la frontière $\partial\Omega$ et sur l'interface fluide-solide I^{sf}. Ainsi, le domaine solide Ω^s est soumis à une pression uniforme sur l'intégralité de sa frontière. Puisque le solide est supposé homogène, les champs microscopiques de contrainte et de déformation dans Ω^s sont uniformes et peuvent être étendus avec les mêmes valeurs à l'espace poreux :

$$(\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \sigma_2 = -P\mathbf{1} \quad ; \quad \varepsilon_2 = -P\mathbb{S}^s : \mathbf{1} \tag{22}$$

En vertu de la linéarité, la réponse au chargement $\mathcal{L} = \mathcal{L}_1 + \mathcal{L}_2$ est :

$$\begin{aligned} (\forall \underline{z} \in \Omega) \quad \sigma &= \mathbb{B} : (\Sigma + P\mathbf{1}) - P\mathbf{1} \quad ; \\ \varepsilon &= \mathbb{S} : \mathbb{B} : (\Sigma + P\mathbf{1}) - P\mathbb{S}^s : \mathbf{1} \end{aligned} \tag{23}$$

Compte tenu de la relation (13), la déformation macroscopique $\mathbf{E} = \overline{\varepsilon}$ se met sous la forme :

$$\mathbf{E} = \mathbb{S}^{hom} : (\Sigma + P\mathbf{1}) - P\mathbb{S}^s : \mathbf{1} \tag{24}$$

ou encore

$$\mathbf{E} = \mathbb{S}^{hom} : (\Sigma + P\mathbf{B}) \Leftrightarrow \Sigma = \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} - \mathbf{B}P \tag{25}$$

avec :

$$\mathbf{B} = \mathbf{1} - \mathbb{C}^{hom} : \mathbb{S}^s : \mathbf{1} \tag{26}$$

La relation (25) montre que le tenseur Σ + P**B** contrôle la déformation macroscopique induite par $\mathcal{L}$ et porte à ce titre le nom de « contrainte effective ». Cette relation constitue la première équation d'état du comportement poroélastique. La forme isotrope de (26) mérite d'être notée. Elle fait intervenir le module de compression homogénéisé k^{hom} et le module de compression k^s du solide (voir (1)) :

$$\mathbf{B} = b\mathbf{1} \quad \text{avec } b = 1 - \frac{k^{hom}}{k^s} \tag{27}$$

On note que la contrainte effective de Biot Σ + P**B** tend vers celle de Terzaghi, c'est-à-dire Σ + P**1**, dans la limite $k^{hom}/k^s \to 0$.

La seconde équation d'état concerne les variations du volume des pores, décrites par celles du volume normalisé ϕ. Le point de départ consiste à observer que :

$$\phi - \phi_o = \phi_o \mathbf{1} : \overline{\varepsilon}^p \tag{28}$$

On tire alors de la relation (23) que :

$$\phi_o \mathbf{1} : \overline{\varepsilon}^p = \phi_o \mathbf{1} : \overline{\mathbb{S} : \mathbb{B}}^p : (\Sigma + P\mathbf{1}) - \phi_o P\mathbf{1} : \mathbb{S}^s : \mathbf{1} \tag{29}$$

$\phi_o \mathbf{1} : \overline{\mathbb{S} : \mathbb{B}}^p$ peut être éliminé à l'aide de la relation (15).

En introduisant (25) et (26) dans (29), on obtient finalement :

$$\phi - \phi_o = \mathbf{B} : \mathbf{E} + \frac{P}{N} \tag{30}$$

où :

$$\frac{1}{N} = (\mathbf{B} - \phi_o \mathbf{1}) : \mathbb{S}^s : \mathbf{1} \tag{31}$$

A l'aide de la formule (27), on montre la forme isotrope de l'équation (31) :

$$\frac{1}{N} = \frac{b - \phi_o}{k^s} \tag{32}$$

Les équations (25) et (30) constituent la base de la théorie poroélastique linéaire de Biot. Il est remarquable que les coefficients poroélastiques **B** et N de (26) et (31) puissent être déterminés à partir des propriétés élastiques du solide et de celles du matériau poreux drainé, regroupées dans le tenseur $\mathbb{C}^{hom}$.

2.4 Approche énergétique

On raisonne ci-après dans le cadre des conditions aux limites uniformes en déformation. La puissance mécanique $\dot{W}$ fournie à la phase solide Ω^s sous l'action du taux de chargement $(\dot{E}, \dot{p})$ comporte deux contributions :

– la puissance de la pression de pore agissant sur l'interface $I^{sf} = \partial\Omega^f \cap \partial\Omega^s$;

– la puissance des forces surfaciques $\sigma\,\underline{n}$ agissant sur la frontière $\partial\Omega \cap \partial\Omega^s$ dans la vitesse $\dot{\mathbf{E}}\cdot\underline{z}$ qui est prescrite à cette interface :

$$\dot{W} = \int_{\partial\Omega} \underline{z} \cdot \dot{\mathbf{E}} \cdot (\boldsymbol{\sigma} \cdot \underline{n})\, dS + \int_{I^{sf}} -P\underline{n} \cdot \underline{\dot{\xi}}\, dS \quad (33)$$

où $\underline{n}$ désigne le vecteur unitaire normal à $\partial\Omega^s = \partial\Omega \cup I^{sf}$, orienté vers l'extérieur du solide Ω^s.

En invoquant l'équation de l'équilibre $\mathrm{div}_z\, \sigma = 0$, la première intégrale du membre de droite devient :

$$\dot{E}_{ij} \int_{\partial\Omega} z_j \sigma_{ik} n_k\, dS = \dot{E}_{ij} \int_{\Omega} \sigma_{ij}\, dV_z = \overline{\sigma_{ij}} \dot{E}_{ij} |\Omega_o| \quad (34)$$

Par ailleurs, le flux de la vitesse $\dot{\underline{\xi}}$ à travers l'interface fluide-solide dans la deuxième intégrale n'est autre que le taux de variation du volume des pores :

$$\int_{I^{sf}} -\underline{n} \cdot \underline{\dot{\xi}}\, dS = |\Omega_o| \dot{\phi} \quad (35)$$

Combinant les relations (34) et (35) dans (33), la puissance fournie au domaine solide Ω^s est :

$$\dot{W} = |\Omega_o| \left(\Sigma_{ij} \dot{E}_{ij} + P\, \dot{\phi} \right) = |\Omega_o| \left(\Sigma : \dot{\mathbf{E}} + P\, \dot{\phi} \right) \quad (36)$$

On introduit les densités volumiques d'énergie élastique Ψ ($\mathbf{E}$, P) et d'énergie potentielle Ψ^* ($\mathbf{E}$, P) relatives à la phase solide du v.e.r. Elles sont toutes deux fonctions de $\mathbf{E}$ et P :

$$\Psi(\mathbf{E}, P) = \frac{1}{2|\Omega_o|} \int_{\Omega^s} \boldsymbol{\varepsilon} : \mathbb{C}^s : \boldsymbol{\varepsilon}\, dV \quad ; \qquad \Psi^* = \Psi - P(\phi - \phi_o) \quad (37)$$

En l'absence de mécanismes dissipatifs, le travail fourni au solide est stocké sous forme d'énergie élastique : $\dot{W} = |\Omega_o|\, \dot{\Psi}$. Il en résulte que :

$$\dot{\Psi}^* = \Sigma : \dot{\mathbf{E}} - (\phi - \phi_o)\dot{P} \quad \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Sigma = \dfrac{\partial \Psi^*}{\partial \mathbf{E}} \\ \\ \phi - \phi_o = -\dfrac{\partial \Psi^*}{\partial P} \end{array} \right. \quad (38)$$

Les relations (38) font apparaître que l'énergie potentielle Ψ^* est un potentiel thermodynamique pour le choix des variables d'état $\mathbf{E}$ et P. En vertu de la linéarité des équations d'état macroscopiques (25) et (30), Ψ^* est une fonction quadratique de ses arguments $\mathbf{E}$ et P :

$$\Psi^* = \frac{1}{2}\mathbf{E} : \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} - \frac{P^2}{2N} - P\, \mathbf{B} : \mathbf{E} \quad (39)$$

La combinaison de (37) et de (39) conduit à l'expression suivante de Ψ :

$$\Psi = \frac{1}{2}\mathbf{E} : \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} + \frac{P^2}{2N} \quad (40)$$

2.5

Niveau de déformation moyen dans la phase solide

En vue d'applications ultérieures, il est intéressant d'évaluer le niveau de déformation local dans la phase solide en fonction du chargement macroscopique, défini par $\mathbf{E}$ et P, ou par Σ et P.

Considérons pour commencer la déformation moyenne $\overline{\varepsilon}^s$, obtenue à partir de la moyenne de l'équation d'état locale $\varepsilon = \mathbb{S}^s : \sigma$ dans le solide :

$$\overline{\boldsymbol{\varepsilon}}^s = \mathbb{S}^s : \overline{\boldsymbol{\sigma}}^s \quad (41)$$

La règle de moyenne des contraintes donne par ailleurs :

$$\Sigma = (1 - \phi_o)\overline{\boldsymbol{\sigma}}^s - \phi_o P \mathbf{1} \quad (42)$$

En combinant (41) avec (42), on obtient une expression de la déformation moyenne en fonction de la contrainte macroscopique et de la pression de pore :

$$(1 - \phi_o)\overline{\boldsymbol{\varepsilon}}^s = \mathbb{S}^s : (\Sigma + P\phi_o \mathbf{1}) \quad (43)$$

Il convient d'observer que $\overline{\varepsilon}^s$ est contrôlée par la contrainte effective $\Sigma + P\,\phi_0 1$. Si on décompose la déformation microscopique et sa moyenne dans la phase solide selon leurs composantes sphérique et déviatorique, on obtient :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_d + \frac{1}{3}\varepsilon_v \mathbf{1} \quad ; \quad \overline{\boldsymbol{\varepsilon}}^s = \overline{\boldsymbol{\varepsilon}_d}^s + \frac{1}{3}\overline{\varepsilon_v}^s \mathbf{1} \quad (44)$$

avec $\varepsilon_v = \mathrm{tr}\, \varepsilon$. Dans le cas d'un comportement isotrope de la phase solide, la relation (43) donne :

$$(1 - \phi_o)\overline{\varepsilon_v}^s = \frac{1}{3k^s}\mathrm{tr}\,(\Sigma + P\phi_o \mathbf{1}) \qquad (1 - \phi_o)\overline{\boldsymbol{\varepsilon}}_d^s = \frac{1}{2\mu^s}\Sigma_d \quad (45)$$

où $\Sigma_d = \mathbb{K} : \Sigma$ est le déviateur de la contrainte macroscopique.

La formule (45) exprime que la moyenne de la déformation déviatorique $\overline{\varepsilon_d}^s$ n'est affectée que par Σ_d. Ce résultat peut être illustré sur l'exemple d'une sphère creuse soumise à une contrainte de confinement uniforme sur sa frontière extérieure. La déformation déviatorique induite par ce chargement dans la phase solide est une composante essentielle du mécanisme de déformation de la sphère. Cependant, par raison de symétrie, la moyenne $\overline{\varepsilon_d}^s$ est nécessairement nulle. Cette remarque suggère qu'une telle quantité ne fournit pas une estimation adéquate du niveau de déformation déviatorique dans la phase solide. Pour faire face à cette difficulté, on considère la grandeur scalaire ε_d, dite déformation déviatorique équivalente :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{1}{2}\boldsymbol{\varepsilon}_d : \boldsymbol{\varepsilon}_d} \quad (46)$$

On se limite ci-après au cas où la phase solide est isotrope (voir (1)). Dans ce cas, la moyenne quadratique $\overline{\varepsilon_d^2}^s$ est reliée à la composante déviatorique de l'énergie élastique dans la phase solide. On dispose ainsi d'une mesure énergétique de la déformation déviatorique dans le solide. Celle-ci est exempte des limitations de $\overline{\varepsilon_d}^s$. On va voir qu'elle peut être évaluée à partir de la dérivée de l'énergie potentielle de la phase solide par rapport au module de cisaillement μ^s de cette dernière (Kreher, 1990). Rappelons que l'énergie potentielle de la phase solide s'écrit (voir (37)) :

$$|\Omega_o|\Psi^* = \frac{1}{2}\int_{\Omega^s} \boldsymbol{\varepsilon} : \mathbb{C}^s : \boldsymbol{\varepsilon}\, dV - P \int_{\Omega^f} \mathrm{tr}\, \boldsymbol{\varepsilon}\, dV \quad (47)$$

On note que Ψ^* dépend de μ^s explicitement à travers le tenseur $\mathbb{C}^s$ et implicitement à travers le champ de déformation microscopique ε. Observant que $\partial\mathbb{C}^s/\partial\mu^s = 2\mathbb{K}$ (cf (1)), il est facile de voir que :

$$|\Omega_o|\frac{\partial \Psi^*}{\partial \mu^s} = \int_{\Omega^s} \boldsymbol{\varepsilon}_d : \boldsymbol{\varepsilon}_d\, dV + \int_{\Omega^s} \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \mu^s} : \mathbb{C}^s : \boldsymbol{\varepsilon}\, dV + \int_{\Omega^f} -P\mathbf{1} : \frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}}{\partial \mu^s}\, dV \quad (48)$$

ou encore :

$$\frac{\partial \Psi^*}{\partial \mu^s} = 2(1-\phi_o)\overline{\varepsilon_d^2}^s + \overline{\sigma : \frac{\partial \varepsilon}{\partial \mu^s}} \quad (49)$$

Le lemme de Hill (voir annexe) peut être appliqué au couple $\sigma' = \sigma$ et $\varepsilon^* = \partial\varepsilon/\partial\mu^s$. En effet, le déplacement associé à $\partial\varepsilon/\partial\mu^s$ est $\underline{\xi}^* = \partial\underline{\xi}/\partial\mu^s$ et ce dernier vérifie des conditions aux limites uniformes en déformation ($\mathbf{E}^* = 0$), de sorte que le second terme du membre de droite disparaît. Avec (39), on obtient donc :

$$2(1-\phi_o)\overline{\varepsilon_d^2}^s = \frac{\partial}{\partial \mu^s}\left(\frac{1}{2}\mathbf{E} : \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} - \frac{P^2}{2N} - P\,\mathbf{B} : \mathbf{E}\right) \quad (50)$$

Il est possible de simplifier encore cette expression dans le cas isotrope. Avec l'aide de (27) et (32), les dérivées de $\mathbf{B}$ et de $1/N$ s'écrivent :

$$\frac{\partial}{\partial \mu^s}(\mathbf{B}) = -\frac{1}{k^s}\frac{\partial k^{hom}}{\partial \mu^s}\mathbf{1} \quad ; \quad \frac{\partial}{\partial \mu^s}(\frac{1}{N}) = -\frac{1}{k^{s2}}\frac{\partial k^{hom}}{\partial \mu^s} \quad (51)$$

En introduisant (51) dans (50), on obtient finalement :

$$2(1-\phi_o)\overline{\varepsilon_d^2}^s = \frac{1}{2}\frac{\partial k^{hom}}{\partial \mu^s}(\mathrm{tr}\,\mathbf{E} + \frac{P}{k^s})^2 + \frac{\partial \mu^{hom}}{\partial \mu^s}\mathbf{E}_d : \mathbf{E}_d \quad (52)$$

De façon équivalente, l'équation d'état (25) peut être utilisée pour obtenir une expression de $\overline{\varepsilon_d^2}^s$ en fonction de la contrainte macroscopique et de la pression de pore. En utilisant la relation de Biot (27) relative au coefficient b, on décompose (25) selon ses parties sphérique et déviatorique :

$$\Sigma_m + P = k^{hom}(\mathrm{tr}\,\mathbf{E} + \frac{P}{k^s}) \quad ; \quad \Sigma_d = 2\mu^{hom}E_d \quad (53)$$

où la contrainte moyenne Σ_m et les contrainte et déformation déviatoriques équivalentes sont définies par :

$$\Sigma_m = \frac{1}{3}\mathrm{tr}\,(\Sigma) \quad ; \quad \Sigma_d = \sqrt{\frac{1}{2}\Sigma_d : \Sigma_d} \quad ; \quad E_d = \sqrt{\frac{1}{2}\mathbf{E}_d : \mathbf{E}_d} \quad (54)$$

En reportant (53) dans (52), il vient :

$$4(1-\phi_o)\overline{\varepsilon_d^2}^s = -\frac{\partial}{\partial \mu^s}(\frac{1}{k^{hom}})(\Sigma_m + P)^2 - \frac{\partial}{\partial \mu^s}(\frac{1}{\mu^{hom}})\Sigma_d^2 \quad (55)$$

Tandis que la moyenne tensorielle de la déformation déviatorique $\overline{\varepsilon_d}^s$ est indépendante de la pression de pore (voir (45)), il apparaît que la moyenne quadratique scalaire $\overline{\varepsilon_d^2}^s$ dépend de la pression de pore à travers la contrainte effective de Terzaghi $\Sigma + P\mathbf{1}$.

La même démarche peut être appliquée à la détermination de la moyenne quadratique $\overline{\varepsilon_v^2}^s$. En particulier, on montre que l'équation homologue de (50) est :

$$\frac{1}{2}(1-\phi_o)\overline{\varepsilon_v^2}^s = \frac{\partial}{\partial k^s}\left(\frac{1}{2}\mathbf{E} : \mathbb{C}^{hom} : \mathbf{E} - \frac{P^2}{2N} - P\,\mathbf{B} : \mathbf{E}\right) \quad (56)$$

3

Poroélasticité non linéaire

3.1

La méthode sécante

On s'intéresse à présent à la situation où le comportement de la phase solide est élastique non linéaire. Il est caractérisé par un potentiel $\psi^s(\varepsilon)$ à l'aide duquel l'équation d'état du solide s'écrit :

$$\sigma = \frac{\partial \psi^s}{\partial \varepsilon} \quad (57)$$

$\psi^s(\varepsilon)$ représente physiquement la densité d'énergie libre du solide.

On suppose de plus que (57) peut se mettre sous la forme :

$$\sigma = \mathbb{C}^s(\varepsilon) : \varepsilon \quad (58)$$

$\mathbb{C}^s(\varepsilon)$ est appelé tenseur d'élasticité sécant.

Par exemple, si $\psi^s(\varepsilon)$ dépend de ε à travers la déformation volumique $\varepsilon_v = \mathrm{tr}\,\varepsilon$ et l'invariant déviatorique ε_d introduit en (46), $\psi^s = \psi^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)$, (57) devient :

$$\sigma = \frac{\partial \psi^s}{\partial \varepsilon_v}\mathbf{1} + \frac{1}{2\varepsilon_d}\frac{\partial \psi^s}{\partial \varepsilon_d}\varepsilon_d \quad (59)$$

On observe que (59) est bien de la forme (58) avec :

$$\mathbb{C}^s(\varepsilon) = 3k^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)\mathbb{J} + 2\mu^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)\mathbb{K} \quad \text{avec}$$

$$\left\{\begin{array}{l} k^s = \dfrac{1}{\varepsilon_v}\dfrac{\partial \psi^s}{\partial \varepsilon_v} \\[2ex] \mu^s = \dfrac{1}{4\varepsilon_d}\dfrac{\partial \psi^s}{\partial \varepsilon_d} \end{array}\right. \quad (60)$$

Réciproquement, il est utile d'observer que deux fonctions $k^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)$ et $\mu^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)$ définissent un comportement élastique non linéaire à la condition que :

$$\varepsilon_v\frac{\partial k^s}{\partial \varepsilon_d} = 4\varepsilon_d\frac{\partial \mu^s}{\partial \varepsilon_v} \quad (61)$$

On raisonne par exemple avec des conditions aux limites uniformes en déformation. Le chargement est donc défini par le tenseur de déformation macroscopique $\mathbf{E}$ et la pression de pore P. Les champs microscopiques de contrainte, de déformation et de déplacement σ, ε, $\underline{\xi}$ dans le v.e.r. sont solutions du problème suivant :

$$\begin{array}{lll} \mathrm{div}\,\sigma = 0 & (\Omega) & (a) \\ \sigma(\underline{z}) = \mathbb{C}(\underline{z}) : \varepsilon(\underline{z}) + \sigma_o(\underline{z}) & (\Omega) & (b) \\ \varepsilon = \frac{1}{2}\left(\mathrm{grad}\,\underline{\xi} + {}^t\mathrm{grad}\,\underline{\xi}\right) & (\Omega) & (c) \\ \underline{\xi}(\underline{z}) = \mathbf{E}\cdot\underline{z} & (\partial\Omega) & (d) \end{array} \quad (62)$$

où :

$$\left\{\begin{array}{l} \underline{z} \in \Omega^s : \ \mathbb{C}(\underline{z}) = \mathbb{C}^s(\varepsilon(\underline{z})) \\ \underline{z} \in \Omega^p : \ \mathbb{C}(\underline{z}) = \mathbb{C}^p \end{array}\right. \qquad \sigma_o(\underline{z}) = \left\{\begin{array}{ll} 0 & (\Omega^s) \\ -P\mathbf{1} & (\Omega^p) \end{array}\right. \quad (63)$$

(62) est formellement identique à (8), à l'exception du fait que (6) est maintenant remplacé par (63). Rappelons que $\mathbb{C}^p \to 0$.

Il y a cependant une différence essentielle entre le problème linéaire (8) et le problème non linéaire (62): constant dans le premier cas, le tenseur d'élasticité local $\mathbb{C}^s(\varepsilon(\underline{z}))$ dépend en revanche de la position dans la phase solide et du niveau de chargement dans le cas non linéaire. Malheureusement, les schémas d'homogénéisation utilisés classiquement pour les milieux désordonnés ne sont pas capables de faire face à ce type d'hétérogénéité. Il est donc nécessaire de simplifier le problème.

L'idée consiste à introduire un niveau de déformation dit « effectif » destiné à prendre en compte la non linéarité de façon approchée (Suquet, 1997). Notée ε^{ef}, de nature tensorielle ou scalaire, il est naturel de s'attendre à ce que cette déformation effective soit une moyenne bien choisie du champ de déformation microscopique dans le solide. Elle est donc *a priori* fonction du chargement macroscopique (**E**, P) ou (Σ, P). La simplification réside dans le fait de remplacer l'élasticité hétérogène $\mathbb{C}^s(\varepsilon(z))$ par une estimation uniforme :

$$(\forall \underline{z} \in \Omega^s) \quad \mathbb{C}^s(\varepsilon(\underline{z})) \approx \mathbb{C}^s(\varepsilon^{ef}) \tag{64}$$

Dans le cadre de (64), on est formellement ramené au cadre linéaire. On retrouve donc les équations d'état (25) et (30), à ceci près que les coefficients poroélastiques sont fonctions de ε^{ef} :

$$\mathbb{C}^{hom} = \mathbb{C}^{hom}(\varepsilon^{ef}) \; ; \; \mathbf{B} = \mathbf{B}(\varepsilon^{ef}) \; ; \; N = N(\varepsilon^{ef}) \tag{65}$$

Il convient alors de déterminer la dépendance de la déformation effective retenue en fonction des paramètres de chargement, par exemple (Σ, P). ε^{ef} se présente comme la solution d'un problème non linéaire de la forme suivante :

$$\varepsilon^{ef} = \mathcal{E}(\Sigma, P, \mathbb{C}^s(\varepsilon^{ef})) \tag{66}$$

dont la résolution conduit à la valeur de ε^{ef} en fonction de Σ et P : $\varepsilon^{ef} = \varepsilon^{ef}(\Sigma, P)$. Introduisant cette détermination de ε^{ef} dans (65), on obtient la généralisation non linéaire de (25)-(30) :

$$\begin{aligned} \Sigma &= \mathbb{C}^{hom}(\Sigma, P) : \mathbf{E} - \mathbf{B}(\Sigma, P)P \\ \phi - \phi_o &= \mathbf{B}(\Sigma, P) : \mathbf{E} + \frac{P}{N(\Sigma, P)} \end{aligned} \tag{67}$$

dans lesquelles l'expression de $\mathbf{B}(\Sigma, P)$ en fonction de $\mathbb{C}^{hom}(\Sigma, P)$ ainsi que celle de $N(\Sigma, P)$ en fonction de $\mathbf{B}(\Sigma, P)$ sont formellement identiques à celles du cas linéaire :

$$\begin{aligned} \mathbf{B}(\Sigma, P) &= \mathbf{1} : (\mathbb{I} - \mathbb{C}^s(\Sigma, P)^{-1} : \mathbb{C}^{hom}(\Sigma, P)) \\ \frac{1}{N(\Sigma, P)} &= \mathbf{1} : \mathbb{C}^s(\Sigma, P)^{-1} : (-\phi_o \mathbf{1} + \mathbf{B}(\Sigma, P)) \end{aligned} \tag{68}$$

3.2

Application au cas isotrope

Comme dans (60), on se place dans le cas isotrope, dans l'hypothèse où ψ^s est une fonction de ε_v et ε_d. Dans l'esprit du concept de déformation effective, on adopte l'approximation (64) $\mathbb{C}^s(\varepsilon) \approx \mathbb{C}^s(\varepsilon^{ef})$. On développe ici un modèle isotrope où la déformation effective est caractérisée par deux invariants scalaires :

$$\varepsilon^{ef} = (\varepsilon_v^{ef}, \varepsilon_d^{ef}) \quad ; \quad \varepsilon_v^{ef} = \mathrm{tr}\,\overline{\varepsilon}^s \quad ; \quad \varepsilon_d^{ef} = \sqrt{\overline{\varepsilon_d^2}^s} \tag{69}$$

L'estimation approchée de l'élasticité du solide s'écrit donc :

$$\mathbb{C}^s(\varepsilon^{ef}) = 3k^s(\varepsilon_v^{ef}, \varepsilon_d^{ef})\mathbb{J} + 2\mu^s(\varepsilon_v^{ef}, \varepsilon_d^{ef})\mathbb{K} \tag{70}$$

Les quantités ε_v^{ef} et ε_d^{ef} sont données en fonction de la contrainte macroscopique Σ et de la pression de pore P par (45) et (55). Plus précisément, ε_v^{ef} dépend de $\Sigma + P\phi_0\mathbf{1}$, tandis que ε_d^{ef} est une fonction de $\Sigma + P\mathbf{1}$. En vertu de (65), l'élasticité macroscopique $\mathbb{C}^{hom}$ de même que **B** et N, va dépendre à la fois de $\Sigma + P\phi_0\mathbf{1}$ et de $\Sigma + P\mathbf{1}$. Ainsi, dans le cas général, la non-linéarité macroscopique ne saurait être contrôlée par un tenseur de contrainte effective (Dormieux *et al.*, 2002). Cependant, deux exceptions méritent d'être mentionnées :

– k^s et μ^s ne dépendent pas de ε_d. Dans ce cas, (61) montre que μ^s est nécessairement constant. D'après (45), ε_v^{ef} est déterminée à partir de la solution de :

$$\begin{aligned} (1-\phi_o)\varepsilon_v^{ef} &= \frac{1}{3k^s}\mathrm{tr}\,(\Sigma + P\phi_o\mathbf{1}) \quad (a) \\ k^s &= k^s(\varepsilon_v^{ef}) \quad (b) \end{aligned} \tag{71}$$

ε_v^{ef} apparaît comme une fonction de $\Sigma_m + P\phi_0$ qui contrôle donc la non-linéarité à l'échelle macroscopique (voir (65)) ;

– k^s et μ^s ne dépendent pas de ε_v. Dans ce cas, la relation (61) montre que k^s est nécessairement constant. En vertu de (55), ε_d^{ef} est solution de :

$$\begin{aligned} 4(1-\phi_o)\varepsilon_d^{ef^2} &= -\frac{\partial}{\partial \mu^s}\left(\frac{1}{k^{hom}}\right)(\Sigma_m + P)^2 - \frac{\partial}{\partial \mu^s}\left(\frac{1}{\mu^{hom}}\right)\Sigma_d^2 \quad (a) \\ k^{hom} &= K(k^s, \mu^s) \; ; \; \mu^{hom} = M(k^s, \mu^s) \quad (b) \\ \mu^s &= \mu^s(\varepsilon_d^{ef}) \quad (c) \end{aligned} \tag{72}$$

Cette fois, la déformation ε_v^{ef} est fonction de $\Sigma_m + P$ et de Σ_d et c'est la contrainte effective de Terzaghi $\Sigma + P\mathbf{1}$ qui contrôle la non-linéarité du comportement à l'échelle macroscopique.

4

Résistance d'un matériau poreux

On suppose dans cette section que la résistance de la phase solide à l'échelle microscopique est caractérisée par un critère de la forme $f^s(\sigma) \leq 0$. Le domaine G^s des états de contraintes microscopiques compatibles avec les capacités de résistance du solide en question est défini par :

$$\sigma \in G^s \Leftrightarrow f^s(\sigma) \leq 0 \tag{72}$$

4.1

Rôle de la pression de pore sur la résistance macroscopique

On s'intéresse pour commencer à l'influence de la pression de pore P sur la résistance macroscopique. Un état de contrainte et de pression (Σ, P) est dit admissible (du point de vue de la résistance) s'il est possible de trouver un champ de contrainte $\sigma(\underline{z})$ défini sur la phase solide du v.e.r. et prolongé dans l'espace poreux qui soit compatible avec la résistance du solide au sens de (73), égal à $-P\mathbf{1}$ dans Ω^p et en équilibre avec Σ au sens de la règle de moyenne sur les contraintes $\Sigma = \overline{\sigma}$. A la suite de de Buhan et Dormieux (1996), on introduit l'ensemble $G^{hom}(P)$ des états de contrainte Σ admissibles lorsque la pression de pore est fixée à la valeur P :

$$\Sigma \in G^{hom}(P) \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} \mathrm{div}\,\sigma = 0 \\ \Sigma = \overline{\sigma} \\ (\forall \underline{z} \in \Omega^p)\; \sigma = -P\mathbf{1} \\ (\forall \underline{z} \in \Omega^s)\; f^s(\sigma) \leq 0 \end{cases} \tag{74}$$

En particulier, $G^{hom}(0)$ est le domaine obtenu en l'absence de pression (P = 0).

Considérons un état de contrainte macroscopique $\Sigma \in G^{hom}(P)$ et un champ de contrainte microscopique σ vérifiant (74). Introduisons $\tilde{\sigma} = \sigma + P\mathbf{1}$. On obtient :

$$\Sigma \in G^{hom}(P) \Leftrightarrow \quad \exists \tilde{\sigma} \begin{cases} \operatorname{div} \tilde{\sigma} = 0 \\ \Sigma + P\mathbf{1} = \overline{\tilde{\sigma}} \\ (\forall \underline{z} \in \Omega^p)\ \tilde{\sigma} = 0 \\ (\forall \underline{z} \in \Omega^s)\ \tilde{\sigma} \in G^s + P\mathbf{1} \end{cases} \tag{75}$$

où $G^s + P\mathbf{1}$ est l'image de G^s dans la translation $a \rightarrow a + P\mathbf{1}$.

4.2

Solide de von Mises ou de Tresca

On fait d'abord l'hypothèse que la résistance de la phase solide n'est pas affectée par la contrainte moyenne. En d'autres termes, G^s est invariant dans les translations parallèlement à $\mathbf{1}$: $G^s + P\mathbf{1} = G^s$. Comme en (44), on scinde la contrainte microscopique selon ses composantes sphérique et déviatorique :

$$\sigma = \sigma_d + \sigma_m \mathbf{1} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{1}{3}\operatorname{tr}\sigma \quad ; \quad \operatorname{tr}\sigma_d = 0 \tag{76}$$

σ_m est la contrainte moyenne et σ_d la partie déviatorique du tenseur de contrainte. Dans la suite, on utilise également la contrainte déviatorique équivalente $\sigma_d = \sqrt{\sigma_d : \sigma_d/2}$.

Lorsque $\Sigma \in G^{hom}(P)$ les propriétés du champ $\tilde{\sigma}$ de (75) assurent que $\Sigma + P\mathbf{1} \in G^{hom}(0)$:

$$G^{hom}(0) = G^{hom}(P) + P\mathbf{1} \tag{77}$$

ou encore :

$$\Sigma \in G^{hom}(P) \Leftrightarrow \Sigma + P\mathbf{1} \in G^{hom}(0) \tag{78}$$

En d'autres termes, le critère de résistance macroscopique du milieu poreux saturé en présence de pression de pore peut être formulé en fonction de la contrainte effective de Terzaghi. Comme le montre (77), la détermination de $G^{hom}(P)$ pour une valeur quelconque de P revient à celle de $G^{hom}(0)$: $G^{hom}(P)$ est obtenu à partir de $G^{hom}(0)$ par une simple translation dans l'espace des contraintes (Fig. 3).

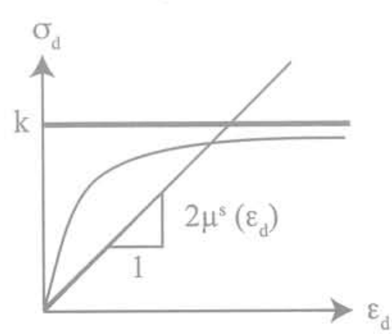

FIG. 3 **Comportement non linéaire vérifiant la condition (80).**

On expose à présent une méthode pour la détermination du critère de résistance macroscopique dans le cas où le critère de résistance de la phase solide est celui de von Mises et s'écrit donc :

$$f^s(\sigma_d) = \frac{1}{2}\sigma_d : \sigma_d - k^2 = \sigma_d^2 - k^2 \tag{79}$$

Compte tenu du raisonnement précédent, il serait suffisant de se placer directement dans le cas d'un espace poreux non pressurisé (P = 0). Cependant, on propose ci-après une approche directe de $G^{hom}(P)$ dont on vérifie qu'elle est bien en accord avec (77).

Le point de départ consiste à rechercher un matériau non linéaire, caractérisé par un tenseur d'élasticité sécant $\mathbb{C}^s(\varepsilon)$, tel que la condition $f^s(\sigma) = 0$ soit vérifiée asymptotiquement à l'échelle microscopique, pour une valeur suffisamment large de la déformation déviatorique locale ε_d :

$$f^s(\lim_{\varepsilon_d \to \infty} \sigma) = 0 \tag{80}$$

La valeur de P étant fixée, on considère des trajets radiaux dans l'espace des déformations macroscopiques, de la forme : $\lambda \rightarrow \lambda \underline{\underline{E}}$, la direction de $\underline{\underline{E}}$ étant arbitraire. On s'attend à ce que de grandes déformations microscopiques soient induites localement pour des valeurs suffisamment élevées du paramètre λ[1]. Dans ces conditions, l'état de contrainte macroscopique correspondant $\Sigma = \overline{\sigma}$ est situé sur la frontière de $G^{hom}(P)$:

$$\lim_{\lambda \to \infty} \Sigma \in \partial G^{hom}(P) \tag{81}$$

En d'autres termes, la frontière $\partial G^{hom}(P)$ est le lieu des extrémités des trajets de contraintes correspondant à des trajets de déformations radiaux. En revanche, pour les faibles valeurs de λ, l'état de contrainte macroscopique reste à l'intérieur de $G^{hom}(P)$.

On cherche à définir le comportement non linéaire de la phase solide par un potentiel $\psi^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d)$ de la forme :

$$\psi^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d) = \frac{1}{2}k^s{\varepsilon_v}^2 + \mathcal{F}(\varepsilon_d) \tag{82}$$

où k^s est une constante. A partir de (82), la relation (59) conduit à :

$$\sigma = k^s \varepsilon_v \mathbf{1} + 2\mu^s(\varepsilon_d)\varepsilon_d \quad \text{avec} \quad 2\mu^s(\varepsilon_d) = \frac{1}{2\varepsilon_d}\mathcal{F}'(\varepsilon_d) \tag{83}$$

La condition (80) est satisfaite si $\mathcal{F}'(\varepsilon_d) \approx 2k$ pour des déformations déviatoriques suffisamment grandes. Cela conduit à choisir $\mathcal{F}(\varepsilon_d) \approx 2k\,\varepsilon_d$ dans cette gamme de déformation. En d'autres termes, le module de cisaillement sécant $\mu^s(\varepsilon_d)$ est une fonction décroissante de ε_d, équivalente à $k/(2\,\varepsilon_d)$ pour les larges valeurs de ε_d (Fig. 4). Asymptotiquement, on observe que $\mu^s \rightarrow 0$ tandis que k^s reste constant. Cela implique que $\mu^s/k^s \leq 1$, ce qui revient à dire que la phase solide se comporte formellement comme un matériau incompressible.

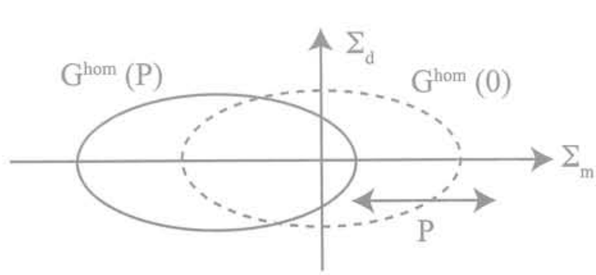

FIG. 4 **États de contrainte macroscopiques admissibles pour P = 0 et P ≠ 0 (solide de von Mises).**

On étudie maintenant la réponse du v.e.r. d'un milieu poreux dont la phase solide possède un tel com-

[1] Il est bon de noter qu'une déformation peut être grande par rapport à une déformation de référence, tout en demeurant dans le domaine des déformations infinitésimales.

portement. Il s'agit, comme on l'a vu à la section 3, d'un problème d'homogénéisation non linéaire, susceptible d'être appréhendé par une méthode sécante dans le cadre du concept de déformation effective. En vertu du fait que k^s et μ^s ne dépendent pas de ε_v, on est amené à résoudre l'équation (72). Sur le plan pratique, cela requiert de savoir décrire la dépendance de k^{hom} et de μ^{hom} en fonction de μ^s. On utilise à cet effet la borne supérieure de Hashin-Shtrikman comme estimation des modules macroscopiques. En vertu de la remarque sur l'incompressibilité de la phase solide, ces derniers s'écrivent (voir par exemple Dormieux 2005) :

$$k^{hom} = \frac{4(1-\phi_o)}{3\phi_o}\mu^s(\varepsilon_d^{ef}) \quad ; \quad \mu^{hom} = \frac{1-\phi_o}{1+2\phi_o/3}\mu^s(\varepsilon_d^{ef}) \qquad (84)$$

L'invariant déviatorique effectif ε_d^{ef} est déduit de (72a) :

$$\left(2(1-\phi_o)\varepsilon_d^{ef}\mu^s(\varepsilon_d^{ef})\right)^2 = \frac{3\phi_o}{4}(\Sigma_m+P)^2 + (1+\frac{2}{3}\phi_o)\Sigma_d^2 \qquad (85)$$

En utilisant le fait que $\mu^s(\varepsilon_d) \approx k/(2\,\varepsilon_d)$ dans le domaine des grandes déformations, on obtient que l'état de contrainte macroscopique asymptotique est situé sur une ellipse du plan (Σ_m, Σ_d) :

$$\frac{3\phi_o}{4(1-\phi_o)^2}(\Sigma_m+P)^2 + \frac{1+2\phi_o/3}{(1-\phi_o)^2}\Sigma_d^2 = k^2 \qquad (86)$$

On retrouve au passage le fait que la résistance macroscopique est contrôlée par la contrainte effective de Terzaghi $\boldsymbol{\Sigma} + P\mathbf{1}$.

4.3

Solide de Drucker-Prager

La conclusion qui vient d'être tirée dans le contexte des matériaux de von Mises n'est plus valable lorsque le critère de la phase solide est sensible à la contrainte moyenne. A titre d'illustration, on fait l'hypothèse que le domaine G^s des contraintes admissibles pour la phase solide est un cône. Son sommet est situé sur la droite $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ de l'espace des contraintes principales et représente un état de traction isotrope $h\mathbf{1}$. Par référence à la valeur de la résistance en traction isotrope h, G^s sera noté G_h^s. L'ensemble des états de contrainte macroscopiques admissibles en l'absence de pression est noté $G_h^{hom}(0)$.

Par exemple, le matériau de Drucker-Prager (Fig. 5) dont le critère s'écrit :

$$f^s(\sigma) = \alpha\left(\frac{1}{3}\mathrm{tr}\,\sigma - h\right) + \sqrt{\frac{1}{2}\sigma_d : \sigma_d} = \alpha(\sigma_m - h) + \sigma_d \leq 0 \qquad (87)$$

appartient manifestement à cette classe de matériaux.

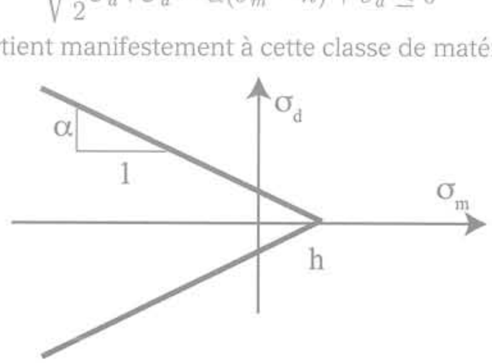

FIG. 5 **Critère de Drucker-Prager : états de contrainte microscopiques admissibles.**

Il est utile d'observer que les ensembles G_h^s et $G_{h'}^s$ associés à deux valeurs différentes h et h' de la résistance en traction isotrope peuvent être déduits l'un de l'autre par une translation, ou encore par une homothétie[2] :

$$(a) \quad G_{h'}^s = \frac{h'}{h}G_h^s \quad ; \quad (b) \quad G_{h'}^s = G_h^s + (h'-h)\mathbf{1} \qquad (88)$$

En vertu de (88a) et de la définition de G^{hom} donnée en (74) (avec P = 0), on en déduit que $G_h^{hom}(0)$ dépend linéairement de h :

$$G_{h'}^{hom}(0) = \frac{h'}{h}G_h^{hom}(0) \qquad (89)$$

Par ailleurs, il est facile de voir à partir de (88b) que (Fig. 6) :

$$G_h^s + P\mathbf{1} = G_{h+P}^s \qquad (90)$$

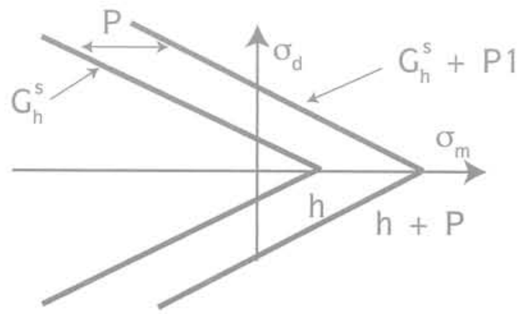

FIG. 6 **G_h^s et $G_h^s + P\mathbf{1} = G_{h+P}^s$ dans le cas du critère de Drucker-Prager.**

L'utilisation de ce résultat dans (75) montre que :

$$\Sigma \in G_h^{hom}(P) \Leftrightarrow \Sigma + P\mathbf{1} \in G_{h+P}^{hom}(0) \qquad (91)$$

La combinaison de (89) et de (91) permet finalement d'affirmer que :

$$G_h^{hom}(P) + P\mathbf{1} = (1+\frac{P}{h})G_h^{hom}(0) \qquad (92)$$

ou encore :

$$\Sigma \in G_h^{hom}(P) \Leftrightarrow \frac{\Sigma + P\mathbf{1}}{1+P/h} \in G_h^{hom}(0) \qquad (93)$$

Cela signifie que la résistance macroscopique est contrôlée par la contrainte effective suivante :

$$\Sigma'' = \frac{\Sigma + P\mathbf{1}}{1+P/h} \qquad (94)$$

A la différence du concept traditionnel de contrainte effective, on note que $\boldsymbol{\Sigma}''$ ne dépend pas linéairement de la pression de pore P. D'un point de vue géométrique, la relation (92) exprime que $G_h^{hom}(P)$ peut être déterminé à partir de $G_h^{hom}(0)$ par l'application de deux transformations consécutives. En premier lieu, l'homothétie de rapport 1 + P/h est appliquée à $G_h^{hom}(0)$ suivie de la translation $\boldsymbol{\Sigma} \to \boldsymbol{\Sigma} - P\mathbf{1}$ (Fig. 7).

[2] λG^s désigne l'image de G^s par l'homothétie dont le centre est situé à l'origine, et dont le rapport est égal à $\lambda : \underline{z} \to \lambda\,\underline{z}$.

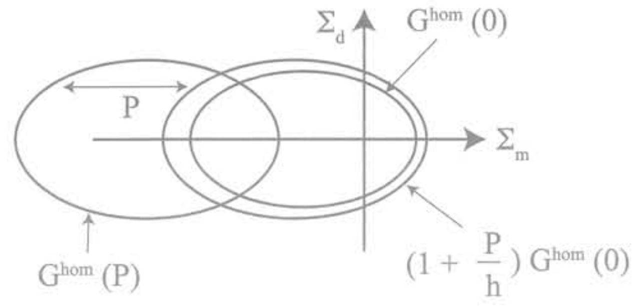

FIG. 7 Solide de Drucker-Prager : états de contrainte macroscopiques admissibles en présence et en l'absence de pression de pore.

On considère, à titre d'exemple, le cas particulier où la phase solide est un matériau de Drucker-Prager (87). Puisque l'existence d'une contrainte effective macroscopique a pu être établie, il est suffisant de déterminer la résistance macroscopique en l'absence de pression de pore (P = 0), ce qui revient à identifier le domaine G_h^{hom} (0). G_h^{hom} (P) sera alors déduit de (93). On utilise à cet effet la technique mise en œuvre précédemment dans le cas du matériau de von Mises. On recherche donc un matériau isotrope non linéaire dont l'équation d'état est de la forme (58) et vérifiant la condition (80) :

$$\mu^s(\varepsilon_v, \varepsilon_d) \approx \frac{\alpha}{2\varepsilon_d}(h - k^s\varepsilon_v) \qquad (95)$$

dans le domaine des grandes déformations déviatoriques. A la différence du module de cisaillement identifié dans le cas du matériau de von Mises ($\mu^s(\varepsilon_d) \approx k/(2\varepsilon_d)$), le module de cisaillement sécant μ^s dans (95) dépend à la fois de ε_v et de ε_d. Cette propriété est destinée à traduire le fait que la résistance au cisaillement, représentée par $2\mu^s\varepsilon_d$, augmente avec la pression de confinement locale qui n'est autre que $-k^s\varepsilon_v$. En ce qui concerne le module de compression k^s, le choix le plus simple consiste à le considérer comme une constante. On remarque qu'une telle définition ne permet pas de satisfaire la condition (61) assurant l'existence d'un potentiel. Notons que ce dernier n'est cependant pas nécessaire pour mettre en œuvre le raisonnement. Le niveau de déformation effectif est ici caractérisé par les deux scalaires ε_v^{ef} et ε_d^{ef}. Avec les relations (45) et (55), compte tenu de la condition P = 0, le système qui permet de déterminer ces quantités en fonction de l'état de contrainte macroscopique est le suivant :

$$\begin{aligned}
&(1-\phi_o)\varepsilon_v^{ef} = \frac{\Sigma_m}{k^s} && (a)\\
&4(1-\phi_o)\varepsilon_d^{ef\,2} = -\frac{\partial}{\partial\mu^s}(\frac{1}{k^{hom}})\Sigma_m^2 - \frac{\partial}{\partial\mu^s}(\frac{1}{\mu^{hom}})\Sigma_d^2 && (b)\\
&k^{hom} = \frac{4(1-\phi_o)}{3\phi_o}\mu^s \quad ; \quad \mu^{hom} = \frac{1-\phi_o}{1+2\phi_o/3}\mu^s && (c)\\
&\mu^s = \frac{\alpha}{2\varepsilon_d^{ef}}(h - k^s\varepsilon_v^{ef}) && (d)
\end{aligned} \qquad (96)$$

Comme dans le cas du solide de von Mises, on a utilisé dans (96c) le fait que μ^s/k^s tend vers 0 pour les grandes déformations déviatoriques. En combinant (96b) et (96c), il vient tout d'abord :

$$\left(2(1-\phi_o)\varepsilon_d^{ef}\mu^s(\varepsilon_d^{ef})\right)^2 = \frac{3\phi_o}{4}\Sigma_m^2 + (1+\frac{2}{3}\phi_o)\Sigma_d{}^2 \qquad (97)$$

Il reste à introduire (96a) et (96d) dans le membre de gauche de (97) :

$$\begin{aligned}
\alpha^2h^2(1-\phi_o)^2 = (\frac{3\phi_o}{4} - \alpha^2)\Sigma_m^2 + \\
(1+\frac{2}{3}\phi_o)\Sigma_d{}^2 + 2\alpha^2h(1-\phi_o)\Sigma_m
\end{aligned} \qquad (98)$$

La relation (98) caractérise le domaine G_h^{hom} (0). Ensuite, G_h^{hom} (P) est obtenu en remplaçant l'état de contrainte macroscopique $\mathbf{\Sigma}$ par la contrainte effective (94). Avec les notations :

$$\Sigma_m'' = \frac{\Sigma_m + P}{1+P/h} \quad ; \quad \Sigma_d'' = \frac{\Sigma_d}{1+P/h} \qquad (99)$$

l'équation de la frontière elliptique de G_h^{hom} (P) dans l'espace des contraintes (Σ_m'', Σ_d'') s'écrit :

$$\begin{aligned}
\alpha^2h^2(1-\phi_o)^2 = (\frac{3\phi_o}{4} - \alpha^2)\Sigma_m''^2 + \\
(1+\frac{2}{3}\phi_o)\Sigma_d''^2 + 2\alpha^2h(1-\phi_o)\Sigma_m''
\end{aligned} \qquad (100)$$

Notons que l'on retrouve (86) comme la limite de (100) quand $h \to \infty$ et $\alpha \to 0$ avec $\alpha h = k$.

Supposons à nouveau que P = 0. D'après l'équation (98), la forme de G_h^{hom} (0) est effectivement elliptique et la résistance en compression isotrope est bornée à la condition que $3\phi_0/4 > \alpha^2$. En revanche, pour de plus faibles valeurs de la porosité, en l'occurrence pour $3\phi_0/4 < \alpha^2$, il convient d'observer que la relation (98) prédit que la résistance en compression isotrope est infinie. En d'autres termes, pour de telles porosités, tout état de contrainte de la forme $\Sigma_m\mathbf{1}$ avec $\Sigma_m < 0$ est admissible, de sorte que G_h^{hom} (0) n'est pas un domaine fermé. Cette conclusion est en contradiction avec le résultat du modèle unidimensionnel de la sphère creuse sous pression (Dormieux *et al.*, 2006). On montre en effet que la contrainte de confinement qui peut être appliquée à la sphère creuse est bornée, quelle que soit sa porosité (pourvu que $\alpha < \sqrt{3}/2$). Plus précisément, la valeur exacte Σ^+ de la contrainte de confinement maximale peut être obtenue par les techniques classiques du calcul à la rupture et vaut (Barthélémy et Dormieux, 2003) :

$$\Sigma^+ = h\left(\phi_o^{\frac{2\alpha/\sqrt{3}}{1-2\alpha/\sqrt{3}}} - 1\right) \qquad (101)$$

Cette limitation du résultat du processus d'homogénéisation non linéaire est imputable au manque de précision dans la mise en oeuvre du concept de déformation effective. Le recours à une estimation uniforme du niveau de déformation sur l'intégralité de la phase solide devient trop simpliste pour les basses valeurs de la porosité. Cette difficulté peut cependant être surmontée en subdivisant le domaine solide en sous-domaines, en introduisant autant de déformations effectives que de sous-domaines.

Une alternative à la méthode d'homogénéisation non linéaire conduisant aux critères de rupture (98) et (100) consiste à mettre en œuvre une technique d'homogénéisation périodique. La confrontation des deux méthodes permet également d'apprécier les performances quantitatives des expressions analytiques très simples fournies par la méthode sécante dans le cadre du concept de déformation effective.

On considère ici une cellule de base cubique, comportant une sphère creuse au centre, entourée de la phase solide. On a vu qu'il n'est pas restrictif de supposer la pression de fluide nulle. Le milieu périodique est obtenu par répétition dans l'espace de ce motif de base. On détermine la charge limite de ce dernier lorsqu'il est soumis à un trajet radial dans l'espace des contraintes. Dans la pratique, on se limite ici à des états triaxiaux de révolution dans les axes de la cellule et l'on fait varier le rapport Σ_d/Σ_m.

La figure 8 présente une comparaison entre le critère de rupture (98) (courbe en trait continu) et les résultats numériques obtenus par un calcul en éléments finis (cercles), pour les valeurs $\alpha = 0{,}21$ et $\phi_0 = 0{,}15$. Les segments inclinés de part et d'autre de l'axe vertical correspondent aux trajets de compression et de traction uniaxiales. Sur ce diagramme, on note les deux trajets rectilignes radiaux qui correspondent à des états de compression et de traction simples. On observe un excellent accord pour des niveaux de contrainte moyenne égaux ou inférieurs à celui de l'état de compression simple. En revanche, le résultat du schéma d'homogénéisation non linéaire surestime significativement la résistance pour les états de contrainte en compression faiblement déviatoriques. On retrouve les limites de cette démarche qui viennent d'être commentées à propos de la résistance en compression isotrope.

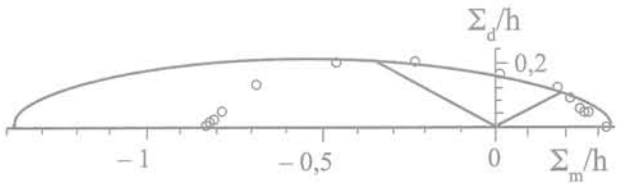

FIG. 7 **Critère de rupture macroscopique pour une phase solide de type Drücker-Prager: approche périodique et estimation par homogénéisation non linéaire.**

5

Conclusion

Parallèlement à l'approche expérimentale, la démarche micromécanique constitue une stratégie efficace pour tester l'existence d'une contrainte effective dans un cadre rhéologique donné. Bien qu'elle soit couramment admise pour les sols et largement validée par de nombreux essais de laboratoire, la contrainte effective de Terzaghi n'a pas de portée générale. D'une façon bien connue en Mécanique des Roches, la contrainte effective proposée par Biot dans le cadre de la poroélasticité linéaire doit lui être préférée. La question de l'existence d'une contrainte effective dans les situations de comportement non linéaire, élastique ou non, est plus ouverte. S'agissant du critère de rupture, la contrainte de Terzaghi est attachée à l'absence d'effet du confinement sur la résistance de la phase solide du milieu poreux. Le recours à une contrainte effective plus complexe, variant de façon non linéaire en fonction de la pression, s'impose en revanche lorsque la phase solide du milieu poreux possède une sensibilité au confinement de type Drücker-Prager.

Il est à noter qu'un écart vis-à-vis de la contrainte de Terzaghi peut également résulter d'interactions non purement mécaniques entre les constituants de la phase solide à l'échelle microscopique. C'est le cas notamment dans les argiles de la classe des smectites (Dormieux *et al.*, 2005).

Signalons pour finir quelques résultats relatifs aux matériaux élastiques linéaires endommagés par microfissuration. On suppose que le réseau de fissures est saturé et connecté, de sorte qu'il y règne une pression uniforme. Dans le domaine des évolutions réversibles, on montre que la refermeture progressive des fissures se traduit par un comportement poroélastique non linéaire. Les équations d'état s'écrivent de façon commode en vitesse, en faisant appel à des coefficients de poroélasticité tangents :

$$\dot{\Sigma} = \mathbb{C}^{hom}_{tan}(\Sigma + P1) : \dot{\mathbf{E}} - \mathbf{B}_{tan}(\Sigma + P1)\dot{P}$$

$$\dot{\phi} = \mathbf{B}_{tan}(\Sigma + P1) : \dot{\mathbf{E}} + \frac{\dot{P}}{N_{tan}(\Sigma + P1)} \tag{102}$$

De surcroît, ces derniers dépendent de la contrainte effective de Terzaghi (Dormieux et Kondo, 2005). Sous réserve de l'homogénéité de la phase solide, ils sont reliés par les relations homologues de (26) et (31).

Enfin, signalons que le modèle micromécanique de l'évolution de l'endommagement par microfissuration proposé récemment (Dormieux *et al.*, 2006a) conduit à un critère de propagation également contrôlé par la contrainte effective de Terzaghi.

5.1

Annexe : le lemme de Hill

On considère un champ de contrainte σ' à divergence nulle et un champ de déformation géométriquement compatible ε^* définis sur le v.e.r. Ω. On envisage deux situations distinctes

– le champ de contrainte σ', de moyenne $\Sigma' = \overline{\sigma'}$, vérifie des conditions aux limites uniformes en contrainte :

$$(\forall \underline{z} \in \partial\Omega)\ \sigma'(\underline{z}) \,.\, \underline{n}(\underline{z}) = \Sigma' \,.\, \underline{n}(\underline{z})$$

– le champ de déformation ε^*, de moyenne $\mathbf{E} = \overline{\varepsilon^*}$, est cinématiquement admissible avec un champ de déplacement $\underline{\xi}^*$ vérifiant des conditions aux limites uniformes en déformations

$$(\forall \underline{z} \in \partial\Omega)\ \underline{\xi}^*(\underline{z}) = \mathbf{E}^* \,.\, \underline{z}$$

Dans les deux cas, on démontre la règle de moyenne suivante :

$$\overline{\sigma' : \varepsilon^*} = \overline{\sigma'} : \overline{\varepsilon^*} \tag{103}$$

Ce résultat constitue le lemme de Hill. Il garantit la cohérence du changement d'échelle sur le plan énergétique.

REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier Samir Maghous pour de fructueuses discussions sur la thématique abordée dans cet article ainsi que pour sa participation aux estimations numériques présentées à la section 4.3.

Bibliographie

Auriault J.L., Sanchez-Palencia E. – Étude du comportement macroscopique d'un milieu poreux saturé déformable. *Journal de Mécanique*, 16, 1977, p. 575-603.

Barthélémy J.F., Dormieux L. – Détermination du critère de rupture macroscopique d'un milieu poreux par homogénéisation non linéaire. *C.R. Mécanique*, 331, 2003, p. 77-84.

Bishop A.W. – The principle of effective stress. *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, 32, 1960, p. 1-5.

Buhan (de) P., Dormieux L. – On the validity of the effective stress concept for assessing the strength of saturated porous materials : a homogenization approach. *J. Mech. Phys. Solids*, 44, 1996, p. 1649-1667.

Chateau X., Dormieux L. – Micromechanics of saturated and unsaturated porous media. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 26, 2002, p. 831-844.

Coussy O. – *Mechanics of porous continua*. Wiley, 1995.

Dormieux L. – Poroelasticity and strength of fully or partially saturated porous materials. *Applied micromechanics of porous materials* (L. Dormieux and F.-J. Ulm, ed.). CISM Courses and Lectures n° 480, Springer, 2005.

Dormieux L., Kondo D. – Poroelasticity and damage theory for saturated cracked media. *Applied micromechanics of porous materials* (L. Dormieux and F.J. Ulm, ed.). CISM Courses and Lectures n° 480, Springer, 2005.

Dormieux L., Kondo D., Ulm F.J. – A micromechanical analysis of damage propagation in fluid-saturated cracked media. *C.R. Mecanique* 334, 2006, p. 440-446.

Dormieux L., Kondo D., F.J. Ulm. *Microporomechanics*. Wiley, 2006.

Dormieux L., Lemarchand E., Sanahuja J. – Comportement macroscopique de matériaux à microstructure en feuillets. *Microstructure et Propriétés des matériaux*. Presses de l'ENPC, 2005.

Dormieux L., Molinari A., Kondo D. – Micromechanical approach to the behavior of poroelastic materials. *J. Mech. Phys. Solids*, 50, 2002, p. 2203-2231.

Fredlund D.G. – Soil mechanics principles that embrace unsaturated soils. *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, 1985, p. 465-472.

Kreher W. – Residual stresses and stored elastic energy of composites and polycristals. *J. Mech. Phys. Solids*, 38, 1990, p. 115-128.

Schrefler B., Simoni L., Li X., Zienkiewicz O.C. – Mechanics of partially saturated porous media. *Numerical methods and constitutive modelling in geomechanics* (C.S. Desai and Gioda, ed.). CISM Courses and Lectures n° 311, Springer, 1997.

Suquet P. – Effective behavior of non linear composites. *Continuum micromechanics* (P. Suquet, ed.). CISM Courses and Lectures n° 377, Springer, 1997.

Zaoui A. – Continuum micromechanics : survey. *J. Eng. Mech.*, 128 (8), 2002, p. 808-816.

Thèses

Sols intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles

Khaled BOUSSAID
LCPC, Nantes
Section Mécanique des sols et centrifugeuse
BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex

Thèse soutenue le 22 novembre 2005 a Nantes
Ecole doctorale MTGC
sous la direction de Jacques Garnier et Luc Thorel
(Jacques.Garnier@lcpc.fr, Luc.Thorel@lcpc.fr

Pour la modélisation physique dans le domaine géotechnique, un matériau représentatif de sols intermédiaires (*intermediate soils*), dont le comportement est proche de celui des sols naturels non grossiers, a été étudié. Différents mélanges composés de sable de Fontainebleau, de kaolinite speswhite et d'eau ont été testés.

Les effets de la teneur en eau, du taux de kaolinite, de la méthode et de l'intensité du compactage ainsi que de la vitesse d'essai de cisaillement, sur l'évolution du comportement mécanique ont été quantifiés sur des petites éprouvettes de sol.

Une méthodologie expérimentale a été développée permettant de reconstituer de gros massifs de sol intermédiaires, homogènes e1t répétitifs, nécessaires aux essais sur modèles réduits (essais en centrifugeuse, en chambre d'étalonnage, en cuve).

Les premières applications ont porté sur le comportement de fondations superficielles dans ces sols intermédiaires. Une série d'essais sur modèles réduits centrifugés a été réalisée avec une semelle circulaire pour l'étude des corrélations entre la charge de rupture et la résistance de pointe du pénétromètre statique. La deuxième série effectuée avec une semelle filante a porté sur la réduction de portance due à la proximité d'un talus. Les résultats obtenus ont été confrontés avec les règles techniques françaises (Fascicule 62).

Mots-clés : sols intermédiaires, comportement mécanique, reconstitution de massifs, modélisation physique, talus, fondations superficielles.

Étude expérimentale et numérique de l'interaction sol-structure lors de l'occurence d'un fontis

Matthieu CAUDRON
DRS/RNOS
Institut National de l'Environnement industriel et des RISques (INERIS)
Parc technologique Alata, 60550 Verneuil-en-Halatte

Thèse soutenue le 28 mars 2007
sous la direction de Richard Kastner
LGCIE, INSA de Lyon
(richard.kastner@insa-lyon.fr)

Les affaissements de terrain de grande ampleur résultent de l'effondrement de cavités souterraines issues de l'activité industrielle humaine (mines ou carrières) ou formées naturellement par la circulation d'eau dans des massifs de roches solubles (calcaire, gypse).

Leur impact sur le bâti existant en surface est généralement très important comme en attestent les exemples récents des affaissements d'Auboué (1996), de Moutiers (1997) et de Roncourt (1999) qui ont endommagé plus de cinq cents bâtiments et ouvrages ou le fontis sur le chantier Météor en 2003. Il est donc nécessaire de prévoir les mouvements du sol de surface (tassements et déformation horizontale) résultant de ces phénomènes et surtout de déterminer l'influence que peut avoir la présence d'une ou plusieurs structures en surface sur la forme et l'amplitude de ces mouvements. Le programme de cette thèse s'articule donc autour de la thématique suivante : évaluation des risques urbains liés aux mouvements de sol dus à la présence de cavités souterraines et interaction avec le bâti et les structures.

La première partie porte sur la conception d'un modèle réduit physique bidimensionnel permettant de représenter un effondrement de cavité de type fontis. Elle apporte une contribution innovante à la conception de modèles réduits physiques 1 g par la mise au point d'un matériau analogique cohérent, dérivé du matériau de Schneebeli. Des essais sont alors menés pour caractériser l'influence de l'interaction sol-structure lors d'un tel phénomène.

Ensuite, un modèle numérique est développé à partir d'un outil numérique permettant l'emploi conjoint de deux codes de calcul complémentaires basés sur une approche en milieu continu, d'une part, et sur la mécanique des éléments distincts, d'autre part. Les résultats issus de ce modèle sont alors comparés avec ceux provenant des essais réalisés sur le modèle expérimental.

La dernière étape est une application de cet outil numérique dans un essai de rétroanalyse d'un fontis réel survenu dans le massif de l'Hautil en 1991.

Le mémoire est disponible sur le site hyper archive en ligne (http://hal.ccsd.cnrs.fr) du CNRS sous l'identifiant tel-00145223.

Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés

Michel CHALHOUB
Université de Saint-Esprit de Kaslik
B.P. 446 Jounieh, Mont Liban, Liban
(michel_chalhoub@yahoo.fr)

Thèse soutenue le 22 juin 2006
à l'École nationale supérieure des mines de Paris
sous la direction de Ahmad Pouya
(pouya@lcpc.fr)

Cette thèse présente d'abord la méthodologie de calcul des propriétés élastoplastiques à grande échelle d'un massif rocheux par la méthode d'homogénéisation numérique en éléments finis. Des chargements simulant différents essais mécaniques de compression et de cisaillement sont appliqués sur un volume élémentaire représentatif (VER). La loi de comportement homogénéisée est déduite des contraintes et déformations moyennes calculées dans ce VER. Les différents types de chargements numériques, en contrainte ou en déplacement imposés, et leurs effets sur les paramètres homogénéisés sont discutés.

Une attention particulière est portée à l'application de la théorie d'élasticité ellipsoïdale de Saint-Venant au cas des massifs rocheux. Cette théorie présente plusieurs avantages. En particulier, elle permet de fixer pour les massifs étudiés, un modèle élastique tridimensionnel à partir d'un calcul plan.

Une comparaison entre les tailles de VER mécanique et géométrique a été faite et il a été montré que pour les massifs étudiés le VER mécanique peut être déduit du VER géométrique qui est plus simple à calculer. Une formule approchée donnant la taille du VER en fonction des paramètres géométriques des fractures a été établie pour des massifs non périodiques.

L'apport fondamental de cette thèse consiste à établir une *classification mécanique* de certains types de massifs rocheux fondée sur la méthode d'homogénéisation numérique proposée. Ensuite, une étude paramétrique a été réalisée pour déterminer la sensibilité des résultats aux paramètres géométriques et mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités. Les paramètres mécaniques homogénéisés ainsi obtenus constituent des données très utiles pour la conception et l'étude des ouvrages dans les massifs rocheux (tunnels, déblais, fondations au rocher). L'ajustement de quelques paramètres mécaniques fondamentaux (module d'Young, module de cisaillement) a conduit à l'élaboration d'expressions analytiques généralisant la formulation d'Amadei et Goodman (1981) pour des cas où l'extension des fractures est finie.

L'élaboration de cette classification numérique a exigé le développement et la validation d'un outil d'homogénéisation numérique performant (HELEN) et qui est aussi facilement utilisable dans le cas d'autres types de milieux hétérogènes fissurés et anisotropes (bétons, maçonnerie...).

Mots-clés : massifs rocheux, classification, homogénéisation numérique, VER, éléments finis, anisotropie, élasticité ellipsoïdale.

Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux (rupture)

Magali FRAYSSINES

Thèse soutenue à l'université Joseph-Fourier, Grenoble I
sous la direction de Didier Hantz et Denis Jongmans
(didier.hantz@ujf-grenoble.fr, denis.jongmans@ujf-grenoble.fr)

La *détection* de masses rocheuses potentiellement instables et l'évaluation de leur *probabilité de rupture* pour une période donnée sont des éléments clés dans la prévention du risque d'éboulement.

Vingt-cinq éboulements rocheux survenus dans les massifs subalpins ont été analysés en détail. Une typologie des configurations d'instabilités en falaises calcaires a ainsi été élaborée et constitue un outil pour la détection de masses rocheuses potentiellement instables. Une analyse statistique portant sur 51 cas d'éboulements, montre que le gel/dégel est le principal facteur déclenchant.

Les analyses en retour réalisées par des méthodes d'équilibre limite et d'éléments distincts, montrent que la prise en compte des ponts rocheux est primordiale dans l'analyse de la stabilité et que leur cohésion obtenue par analyse en retour, est en moyenne trois fois plus faible que celle fournie par les essais en laboratoire.

Nous avons donc proposé et testé différents modèles permettant de déterminer le temps à la rupture, pour différents processus. Les paramètres des lois modélisant le processus de propagation de fissures sous-critiques ont été estimés par des analyses en retour historique, en considérant un modèle d'érosion à l'échelle du versant, pour estimer la durée de vie moyenne des compartiments rocheux. Des essais en laboratoire seront nécessaires pour une meilleure estimation. Les vitesses de dissolution pour des plaquettes de roche exposées à la pluie sont trop faibles pour expliquer la décroissance surfacique des ponts rocheux. Des essais préliminaires ont montré l'influence du gel/dégel sur la propagation des fissures.

Modélisation du comportement des ouvrages souterrains par une approche viscoplastique

Alexandra KLEINE
141, rue Franklin Roosevelt, 73000 CHAMBERY
(alexandra.kleine@free.fr)

Thèse soutenue le 14 novembre 2007.
sous la direction de Albert Giraud
(albert.giraud@ensg.inpl-nancy.fr)
et François Laigle
(françois.laigle@edf.fr)

La nature est complexe, et c'est en toute modestie que les ingénieurs doivent chercher à prédire le comportement des ouvrages dans le sous-sol. La réalisation de projets industriels dans le domaine souterrain, à forts enjeux économiques et sociaux (traversées alpines, stockage de déchets nucléaires), nécessite d'évoluer vers une meilleure compréhension des mécanismes comportementaux des ouvrages à concevoir. Cette amélioration passe par une meilleure représentativité physique des mécanismes macroscopiques et par la mise à disposition d'outils de prédiction adaptés aux attentes et aux besoins des ingénieurs. Les outils de calculs développés dans ce travail s'inscrivent dans cette volonté de rapprocher les attentes de l'industrie et les connaissances liées à la rhéologie des géomatériaux. Ces développements ont ainsi débouché sur la proposition d'un modèle de comportement mécanique, adapté aux roches peu fissurées et assimilables à des milieux continus, intégrant, en particulier, l'effet du temps.

Fil conducteur de cette étude, la problématique du sujet de thèse concerne précisément la prise en compte du comportement différé des massifs rocheux dans les modélisations et ses conséquences sur les ouvrages souterrains.

Fondé sur des concepts physiques de référence, définis à différentes échelles (micro/méso/macro), le modèle rhéologique développé est transcrit dans un formalisme mathématique dans le but d'être mis en oeuvre numériquement.

Les applications numériques proposées s'inscrivent principalement dans le contexte du stockage des déchets radioactifs. Elles concernent deux configurations d'ouvrages rigoureusement différentes : l'excavation du laboratoire souterrain canadien de l'AECL, dans le granite du lac du Bonnet et le creusement de la galerie GMR du laboratoire de Bure (Meuse/Haute-Marne) dans l'argilite de l'Est.

Dans les deux cas, l'utilisation du modèle a permis de mettre en évidence l'apport de la prise en compte du comportement différé sur la représentativité des prédictions numériques du comportement à *court*, *moyen* et *long* termes des ouvrages souterrains.

Mots-clés : ouvrages souterrains, comportement mécanique différé, modèle de comportement, élastoplasticité, radoucissement, viscoplasticité, stockage profond, matériaux granulaires, roches argileuses.

Impacts des aménagements en montagne sur l'évolution géodynamique des versants. Application au site des Arcs (Savoie, France)

Mathilde KOSCIELNY
CNAM, Chaire de Géotechnique
2, rue Conté, 75141 Paris Cedex 03

Thèse soutenue le 08 décembre 2006
sous la direction de Roger Cojean
(roger.cojean@ensmp.fr)
Centre de Géosciences de l'ENSMP, Groupe HGI
IFI, Bat B, Cité Descartes
Champs-sur-Marne, 77454 Marne-la-Vallée Cedex 2.

L'aménagement et l'exploitation permanente de milieux autrefois considérés comme extrêmes, la moyenne et haute montagne, engendrent une charge nouvelle sur l'environnement. La génération subite de mouvements de versant et de laves torrentielles peut être l'expression du déséquilibre qui en résulte. Le versant des Arcs illustre cette problématique : aménagé et exploité pour la pratique en masse des sports d'hiver, il est le lieu de laves torrentielles fréquentes. Pour limiter les risques, la politique de prévention exige une réponse adéquate, basée sur la connaissance et la compréhension des phénomènes. L'objectif de cette recherche est d'identifier les facteurs et processus à l'origine du déclenchement des instabilités.

Compte tenu de la complexité des phénomènes mis en jeu, une analyse multicritère des contextes géologique, géomorphologique, hydrologique, hydrogéologique et climatique du site est mise en œuvre. Cet examen est complété par l'étude des transformations induites par l'homme, sur l'hydrologie du versant au moyen de simulations numériques développées dans le langage du S.I.G. *PCRaster Environmental Modelling Software.*

Il se dégage de cette analyse que la nature géologique du versant, associée à un contexte climatologique en évolution depuis les années 60, constitue le facteur de prédisposition majeur à la génération de l'aléa. Il est, semble-t-il, intensifié par l'activité humaine récente. Les modèles hydrologiques créés dans ce cadre confirment le postulat selon lequel le développement des pistes de ski et des surfaces imperméabilisées, ainsi que le recours à la neige de culture amplifient le phénomène de ruissellement. A l'échelle des bassins versants, cela se traduit par un accroissement significatif des débits annuels des torrents (modèle de bilan hydrologique) et par une modification de leur réponse à une averse ponctuelle (modèle d'averse). Au cours du temps, ces perturbations sont susceptibles d'activer des processus érosifs sur le versant et notamment en amont des zones de départ de laves torrentielles.

Analyse inverse en géotechnique : développement d'une méthode à base d'algorithmes génétiques

Séverine LEVASSEUR
Université de Liège, Institut de mécanique et de génie civil
Chemin des Chevreuils 1, Bât. B52/3 B 4000 Liège 1
Sart Tilman, Belgique
(severine.levasseur@ulg.ac.be)
(severine.levasseur@gmail.com)

Thèse soutenue le 5 octobre 2007
à l'Université Joseph-Fourier, Grenoble I
sous la direction de Marc Boulon et Yann Malécot
Laboratoire 3S-R (Sols, Solides, Structures – Risques)
BP 53, 38041 Grenoble Cedex 9
(marc.boulon@hmg.inpg.fr)
(yann.malecot@hmg.inpg.fr)

La plupart des essais géotechniques *in situ* ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. L'utilisation de calculs par éléments finis pour dimensionner les ouvrages est ainsi limitée par une mauvaise connaissance des propriétés mécaniques des sols. Ce contexte pose la problématique de cette thèse : *quelles informations concernant les paramètres constitutifs du sol est-il possible d'obtenir à partir de mesures* in situ *?*

Ce travail concerne l'identification des paramètres de modèles constitutifs de sols par analyse inverse. Afin d'avoir une méthode d'identification adaptable à tout type de mesures géotechniques, une méthode directe de résolution du problème inverse, basée sur un processus d'optimisation par algorithme génétique, est développée. Des valeurs a priori sont données aux paramètres inconnus pour simuler le problème direct associé, à l'aide d'un code de calcul par éléments finis jusqu'à ce que l'écart entre les résultats du calcul numérique et les mesures in situ soit minimal. Cette étude montre que ce processus permet d'estimer un ensemble de solutions approchées pour des problèmes de géotechnique. L'analyse des solutions estimées par l'algorithme informe également sur la sensibilité des paramètres d'un modèle et sur l'existence possible de relations mathématiques entre ces paramètres. Pour décrire mathématiquement l'ensemble des solutions identifiées par l'algorithme génétique, une étude statistique de type analyse en composantes principales est ensuite proposée. Elle montre que même si toutes les solutions d'un problème ne sont pas identifiées directement par l'algorithme génétique, leur exploitation par une analyse en composantes principales permet d'estimer l'ensemble des solutions du problème inverse. Cette méthode est développée à partir de quelques résultats obtenus sur des exemples synthétiques d'ouvrages de soutènement et d'essais pressiométriques. Puis, différentes applications réelles sur ces types d'essais et d'ouvrages géotechniques illustrent la pertinence de la méthode.

Mots-clés : identification de paramètres, analyse inverse, optimisation, algorithmes génétiques, analyse en composantes principales, méthode des éléments finis, essais et ouvrages géotechniques.

Sismicité induite et modélisation numérique de l'endommagement dans un contexte salin

Enrique Diego MERCERAT

Thèse soutenue le 14 septembre 2007
au Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages (LAEGO), Institut national polytechnique de Lorraine (INPL). École doctorale : RP2E
sous la direction de Pascal Bernard (IPGP)
(bernard@ipgp.jussieu.fr)
Encadrants: Lynda Driad Lebeau (INERIS), Mountaka Souley (INERIS)

Dans le cadre d'un programme de recherche mené par le GISOS (Groupement d'Intérêt Scientifique de Recherche sur l'Impact et la Sécurité des Ouvrages Souterrains), le site pilote de Cerville-Buissoncourt (Lorraine, France) a fait l'objet d'une importante instrumentation géophysique et géotechnique pour assurer la surveillance d'une cavité saline à 200 m de profondeur, depuis son état stationnaire jusqu'à l'effondrement des terrains du recouvrement. Les objectifs principaux de cette thèse consistaient à: 1) valider la technique de surveillance basée sur l'écoute microsismique dans un contexte salin, et 2) modéliser numériquement le comportement mécanique complexe du recouvrement, particulièrement l'initiation des microfissures et leur propagation.

L'analyse de la sismicité induite enregistrée a permis de caractériser l'état initial de la cavité en terme d'activité microsismique. Deux types d'événements ont été identifiés: les événements isolés correspondant aux ruptures localisées, et les événements en rafale d'une dizaine de secondes de durée. D'après les résultats de localisation d'hypocentres, la totalité de la sismicité enregistrée est générée au niveau de la cavité dans le gisement de sel, ou bien dans les faciès marneux qui composent le toit immédiat de la cavité actuelle. Les déclenchements en rafale seraient liés à des phénomènes de délitement puis de décrochement de blocs de marne, suivis des chutes de blocs dans la cavité remplie de saumure.

Le travail de modélisation numérique a été focalisé sur la possibilité de rendre compte de l'endommagement dans les couches fragiles du recouvrement. Nous avons mis en oeuvre un modèle géomécanique hybride à l'échelle du site pilote qui intègre les différentes formations géologiques présentes dans le recouvrement, ainsi que l'initiation, la propagation et la coalescence des microfissures dans le banc raide, à l'aide des logiciels FLAC et PFC2D. La calibration du modèle discret PFC2D pour reproduire le comportement en traction du banc raide a été vérifiée numériquement à l'échelle du site pilote. Cette vérification a été basée sur la comparaison, en termes de réponse élastique et d'apparition des ruptures dans le banc raide, entre l'approche hybride FLAC-PFC2D et la modélisation purement continue avec FLAC. Le modèle hybride ainsi défini pourra être utilisé dans le cadre d'une retro-analyse une fois que les mesures in situ, notamment les enregistrements microsismiques et les données de déformation, seront disponibles à Cerville-Buissoncourt.

Mots-clés : cavité saline, sismicité induite, modélisation numérique, endommagement de roches, FLAC, PFC2D.

Une modélisation discrète du comportement mécanique des enrochements

Claire SILVANI
Cemagref Aix-en-Provence
3275, Route de Cézanne, CS 40061
13182 Aix-en-Provence Cedex 5
et Laboratoire de Mécanique et d'Acoustique
31, chemin Joseph Aiguier, 13402 Marseille CEDEX 20

Thèse soutenue le 4 mai 2007
à l'université de Provence Aix-Marseille I
sous la direction de Thierry Désoyer et de Stéphane Bonelli
(thierry.desoyer@ec-marseille.fr)
(stephane.bonelli@cemagref.fr)

Les enrochements sont des matériaux granulaires constitués de blocs rocheux dont la taille peut atteindre plusieurs dizaines de centimètres. Les barrages en enrochements, constitués par ces matériaux grossiers, présentent des déformations relativement importantes au cours du temps et peuvent également tasser au moment de leur remplissage ou lors d'une crue accidentelle. Ces déformations semblent liées à des ruptures de blocs à l'intérieur de l'ouvrage, mais ne sont malheureusement pas connues après la construction.

Le comportement des matériaux granulaires étant fortement lié à la nature discrète du milieu, un modèle discret est proposé afin de prendre en compte les particularités des enrochements avec des paramètres locaux au sens physique clairs. La démarche retenue dans ce travail s'est attachée à développer un modèle numérique discret capable de prendre en compte la fissuration progressive et différée des blocs rocheux. Chaque bloc est représenté par un assemblage de particules, initialement liées par une cohésion qui peut diminuer progressivement au cours du chargement. Un modèle d'endommagement interfacial est proposé pour décrire cette décroissance progressive au cours du temps. L'effet de l'eau est introduit par couplage avec les paramètres du modèle de cohésion, par la diminution des forces de pesanteur et du coefficient de frottement local. La modélisation adoptée est de type *Non Smooth Contact Dynamics*.

Des premières simulations consistent à représenter un ensemble de blocs rocheux incassables placés dans une colonne d'enrochements progressivement remplie en eau. Ces simulations permettent de vérifier que le phénomène essentiel à l'origine des tassements dans un barrage en enrochement est lié à la rupture des blocs rocheux. Des simulations de compression de blocs cassables (constitués de particules) et de compression œdométrique d'un ensemble de ces blocs sont également réalisées. Ces essais reproduisent les phénomènes de base avec très peu de paramètres.

Mots-clés : Barrages, enrochements, milieux granulaires, éléments discrets, endommagement, rupture.

Impact de la construction de tunnels urbains sur les mouvements de sol et le bâti existant – Incidence du mode de pressurisation

Émilie VANOUDHEUSDEN
BRGM - ARN/RSC, 3, avenue Claude-Guillemin, 45060 Orléans CEDEX 2

Thèse soutenue le 16 décembre 2006
sous la direction de Richard Kastner
LGCIE - Département Génie civil et Urbanisme
INSA Lyon
(richard.kastner@insa-lyon.fr)

La nécessité d'étendre les réseaux souterrains est aujourd'hui une réalité pour de très nombreuses villes partout dans le monde. Les tunneliers à front pressurisé font partie de l'éventail des techniques d'excavation ; mais cette technique étant nouvelle, les moyens de calcul à disposition des bureaux d'études se révèlent relativement mal adaptés. Il est donc nécessaire, afin de mettre au point de nouveaux outils de dimensionnement, de réaliser au préalable des observations sur chantier.

Dans ce contexte, cette recherche a porté sur l'impact de la construction de tunnels en zone urbaine sur le sol et le bâti dans le cas des travaux réalisés au moyen de tunneliers à front pressurisé sur le chantier de la ligne B du métro de Toulouse. Ce chantier était particulièrement adapté à notre problématique puisque trois techniques de confinement du front y ont été utilisées (pression d'air, de boue et de terre) dans un contexte géologique et géotechnique quasi-homogène sur les 13 km du tracé. Ainsi, les observations permettent d'appréhender l'influence d'une excavation au tunnelier à front pressurisé et de comparer les différentes techniques de pressurisation.

L'instrumentation mise en place sur plusieurs sections spécifiques tout au long du tracé du tunnel a permis d'observer les mouvements du massif de sol avant, pendant et après le passage des tunneliers. Elle a ainsi mis en évidence un comportement atypique de la molasse toulousaine au creusement, comportement attribuable à l'état de contrainte initiale dans le terrain. Elle a aussi permis d'appréhender localement l'influence de la conduite du tunnelier sur les mouvements du sol.

Pour les techniques d'excavation à pression de terre et à pression de boue, la corrélation entre paramètres de fonctionnement des tunneliers et déplacements verticaux de surface a été étudiée plus en détail. Cette analyse conjointe a permis de mettre au point une méthodologie pour l'identification des paramètres les plus influents sur les mouvements pour chacune de ces méthodes.

Erratum

RFG N° 120-121 – Article S. Laribi *et al.*

P. 86, 4^e^ ligne : la formule exacte est la suivante : CEC(meq/100g) = 10^3 x VB(g/100g)/374

P. 86, 12^e^ ligne : enlever l'expression $6{,}023.10^{23} \times 130.10^{20}$ et corriger la formule en dessous par la suivante : Ss(m2/g) = VB x ($6{,}023.10^{23} \times 130.10^{20}$)/(374 x 100) = 20,9 x VB(g/100g)

INSTRUCTIONS AUX AUTEURS

Le projet d'article sera envoyé en deux exemplaires, accompagnés de la version électronique à l'un des rédacteurs en chef de la revue :

Philippe MESTAT
LCPC
55 Boulevard Lefebvre
75735 Paris CEDEX 15

Frédéric Pellet
L3SR - Univ. Joseph Fourier
Domaine universitaire
BP n°53
38041 VGrenoble CEDEX 9

Denis FABRE
CNAM
2, rue Conté
75141 Paris CEDEX 3

Un projet d'article sera composé sous **Word**, présenté en double interligne, sur feuilles de format A4 paginées. Un projet d'*article* (y compris la bibliographie) ne devront pas dépasser une trentaine de pages ; Un projet de *notes techniques*, une dizaine de pages.

La première page comprendra le titre en français et en *anglais*, les noms, prénoms, organismes, adresses, des auteurs et les numéros de téléphone, fax et l'adresse électronique de l'auteur correspondant.

Les résumés, ainsi qu'une liste de **mots-clés** (moins de 10) devront être également fournis en français et en *anglais*, les résumés n'excédant pas *200 mots*.

Les graphiques devront être de bonne qualité, avec des caractères et des chiffres d'assez grande taille pour en permettre une lecture aisée après une éventuelle réduction. Les traits devront être d'une épaisseur suffisante. Les **titres** des figures devront être fournis en français et en anglais.

Les photographies devront avoir été scannées à 300 dpi (format jpg ou tif) et fournies dans des fichiers à part (néanmoins, une sortie papier doit servir de document témoin).*

Les tableaux pourront être intégrés dans le texte, leur titre fourni en français et en *anglais*.

Les équations seront numérotées entre parenthèses après l'équation. On utilisera les **unités SI**.

Les références bibliographiques citées dans le texte seront du type (Baguelin et Jézéquel, 1978), pour un ou deux auteurs ; (Wastiaux *et al.*, 1988) pour plusieurs auteurs.

La bibliographie, en fin d'article, sera présentée par ordre alphabétique des premiers auteurs :

– pour les ouvrages : titre en italique, le reste en romain ;

– pour les revues et actes de conférences publiés : titre de la revue ou de la conférence en italique, le reste en romain ;

– pour les rapports internes et les thèses : texte tout en romain.

Par exemple :

Baguelin F., Jézéquel J.F. - *The pressurementer and foundation engineering*. Series on rok and soil mechanics, ol. 2, n° 4, Trans-tech Publications, 1978.

Wastiaux M. Ducroq J., Corbetta F. – Les pieux maritimes du pont Vasco da Gama. *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 27-33.

* Il est rappelé que les figures et photos sont imprimés en noir et blanc : l'usage de la couleur n'est donc pas recommandé.