

Prévision des tassements et gonflements instantanés dans les sols fins proches de la saturation

L. BOUTONNIER

M. VIROLLET

SCETAURROUTE

Département Géotechnique
et Matériaux
3, rue du Docteur-
Schweitzer
38180 Seyssins
l.boutonnier@scetauroute.fr

NDLR: Les discussions
sur cet article sont
acceptées jusqu'au 31
décembre 2002.

Résumé

Des progrès remarquables ont été accomplis ces dernières années dans le domaine des sols non saturés. Cependant, dans la pratique des bureaux d'étude, il est relativement courant de considérer que les sols sont saturés, surtout si le degré de saturation est proche de 1. Cet article montre que, pour les calculs des temps de consolidation ou de gonflement, cette hypothèse peut conduire à des résultats éloignés de la réalité, surtout dans les sols surconsolidés. Une nouvelle approche est proposée pour la prévision des tassements et gonflements instantanés, basée en particulier sur la loi de Henry et la loi des gaz parfaits. Une première validation de la méthode est présentée sur le remblai expérimental D de Cubzac-les-Ponts. Enfin, des abaques sont proposés pour déterminer le coefficient $B = \Delta u / \Delta \sigma$ en fonction des caractéristiques œdométriques et de la pression interstitielle.

Mots-clés : tassement, gonflement, sols non saturés, remblai expérimental.

Instant settlement and swelling forecast in fine soils near saturation

Abstract

These last decades, numerous advances have been made in the unsaturated soil mechanics. However, it is common use to consider that soils are saturated in engineering practice, even if they are only « near saturation ». This simplification, when used for consolidation calculations (settlement or swelling), can give results far from experimental measurements, particularly for overconsolidated soils. Using Henry's law and perfect gas law, a new theory is proposed for the forecast of instant settlement or swelling. The implementation of this theory on Cubzac-les-Ponts experimental embankment D is a first validation. Finally, this paper gives abacus to determine coefficient $B = \Delta u / \Delta \sigma$ as a function of oedometer characteristics and pore pressure.

Key words : settlement, swelling, unsaturated soils, experimental embankment.

NDLR: Les discussions
sur cet article
sont acceptées jusqu'au
1^{er} février 2004.

Introduction

La mécanique des sols non saturés s'est beaucoup développée ces dernières années. Ces progrès sont représentés par exemple par les travaux de Alonso *et al.* (1990) dans la définition de lois de comportement en variables indépendantes. Les variables mis en relation sont la contrainte isotrope p , le déviateur q , la succion s et l'indice des vides e . Ces lois de comportement ont la particularité de considérer les contraintes totales plutôt que les contraintes effectives comme en mécanique des sols saturés.

Cependant, dans le domaine des sols fins proches de la saturation (succion inférieure à la succion d'entrée d'air), Biarez, Fleureau *et al.* (1987) ont montré que le principe des contraintes effectives peut s'appliquer sur des chemins de contraintes oedométriques ou isotropes.

Modaressi et Abou-Bekr (1994), Khalili et Khabbaz (1998), Khalili (2000) et Geiser (2000) ont ensuite généralisé ces travaux (chemins de contraintes de cisaillement au triaxial, succions supérieures à la succion d'entrée d'air), ce qui permet dès à présent de faciliter grandement la modélisation des sols non saturés, les paramètres mécaniques étant les mêmes dans les domaines saturé et non saturé. Toutefois, la démonstration pour les sols non saturés du principe des contraintes effectives à l'échelle granulaire est beaucoup moins aisée que dans le domaine saturé et pose un certain nombre de questions sur ses fondements théoriques (Delage, 1987).

Toutes ces recherches, bien que très intéressantes, sont encore peu utilisées dans la pratique des bureaux d'étude où les applications sont potentiellement nombreuses : remblais en sols fins, sols fins naturels non saturés posant des problèmes de tassements ou de gonflements...

Ainsi, il est courant de calculer les temps de consolidation en considérant que la surcharge $\Delta\sigma$ apportée par un remblai est, à l'état initial, entièrement reprise par le fluide interstitiel ($\Delta u_w = \Delta\sigma$). Cette hypothèse revient à dire que le rapport $B = \Delta u_w / \Delta\sigma$ est égal à 1.

Cependant, cette hypothèse n'est pas confirmée par les mesures *in situ* dans le cas des remblais sur sols raides et/ou surconsolidés (Tavenas et Leroueil, 1980). Dans le contexte des essais de laboratoire, ce problème est lié au fait que la contre-pression à appliquer à l'appareil triaxial est d'autant plus forte que le sol est raide (norme NF P 94-074).

Le coefficient de compressibilité de l'eau ne permet pas d'expliquer de tels écarts. Aussi, seule la non-saturation du sol ou de l'échantillon permet d'expliquer ces phénomènes. Magnan et Dang (1977) ont proposé un coefficient de compressibilité du fluide interstitiel eau + air en fonction de la pression du fluide interstitiel et du degré de saturation. Cependant, le passage entre relation théorique et mesures expérimentales n'est pas vraiment satisfaisant et nécessite une adaptation de la formule théorique.

En utilisant la loi de Henry et la loi des gaz parfaits et en considérant que la succion est nulle, Hilf (1948) propose une relation pour déterminer la pression d'air en fonction de la variation de volume du fluide interstitiel en conditions non drainées. Cet auteur propose ensuite d'utiliser cette relation pour calculer, en conditions non drainées, la variation de contrainte effective en fonction

de la variation de contrainte totale à partir de résultats des essais oedométriques, ce qui revient à calculer B .

Hasan et Fredlund (1980) proposent une approche théorique générale permettant de calculer le coefficient B d'un sol non saturé en prenant en compte la succion. Cependant, le calcul de B nécessite l'introduction de quatre paramètres qui sont liés à l'utilisation des variables indépendantes $u_a - u_w$ et $\sigma_3 - u_a$ (Fredlund et Morgenstern, 1977).

Lins *et al.* (1995) montrent que l'expression de Hilf est valable dans un sol résiduel (altération de gneiss de Rio de Janeiro) compacté proche de l'optimum proctor ou coté humide. Dans cette même communication, les expressions de Hasan et Fredlund (1980), moyennant un calage empirique des quatre paramètres, donnent également de bons résultats à proximité de l'optimum ou coté humide mais aucune conclusion n'est donnée pour le côté sec de l'optimum (fortes succions).

En conclusion, les recherches effectuées jusqu'à présent dont nous avons connaissance ne donnent pas de relation théorique simple permettant de prévoir de manière satisfaisante le coefficient $B < 1$ pour des sols fins proches de la saturation. Le modèle de Hilf (1948) est simple à utiliser mais ne prend pas en compte la succion. Le modèle de Hasan et Fredlund (1980) est complexe à utiliser car ne permettant pas de travailler en contraintes effectives et nécessitant un nombre de paramètres importants.

L'objet de cet article est de présenter un nouveau modèle prévisionnel pour le calcul de B en introduisant les contraintes effectives.

2

Présentation des hypothèses et résultats théoriques

Les différentes notations utilisées dans la suite de cet article sont présentées dans le tableau I.

2.1

Les différents domaines d'un sol non saturé

Dans le cadre de cet article, l'état d'un sol est décomposé en quatre domaines en fonction du degré de saturation, comme illustré sur la figure 1.

Par convention u_a et u_w sont pris nuls sous la pression atmosphérique P_a .

2.1.1

Domaine D1

La phase gazeuse est continue dans l'échantillon de sol considéré. Cet état correspond à une succion s supérieure à la succion d'entrée d'air s_{air} (ou d'expulsion d'air sur un chemin d'humidification). Cette succion s_{air} peut être de quelques dizaines de kilopascal à plus de 1000 kPa pour des sols très argileux (Khalili, 2000 ; Zerhouni *et al.*, 1998 ; Biarez, 1987). Le degré de saturation correspondant à s_{air} est généralement proche de 1 et, sur tous les essais que nous avons pu analyser, on obtient $S_{r,air} > 0,85$.

Le domaine D1 est donc caractérisé par $s_{air} \leq s$ et $S_r \leq S_{r,air}$.

TABEAU 1 Notations utilisées.
Notation used.

Symboles	Désignations	Unités	Commentaires
a_{int}	Coefficient de compressibilité du fluide interstitiel dans le domaine D3	Pa ⁻¹	
a_w	Coefficient de compressibilité de l'eau	Pa ⁻¹	
B	Coefficient défini par $B = \Delta u_w / \Delta \sigma$	sans	Δu_w est la surpression interstitielle générée par la variation de contrainte totale instantanée $\Delta \sigma$
C_c	Coefficient de compression	sans	Compression du sol normalement consolidé
C_s	Indice de gonflement	sans	Compression du sol surconsolidé
C_s	Indice de gonflement ou coefficient de compression suivant que le sol est surconsolidé ou normalement consolidé	sans	
Δu_w	Surpression interstitielle	Pa	
Δz	Hauteur de la sous-couche de sol considérée	m	
$\Delta \sigma$	Incrément de contrainte totale	Pa	
$\Delta \sigma'$	Incrément de contrainte effective	Pa	
e	Indice des vides	sans	
e_0	Indice des vides initial sous σ'_{v0}	sans	
E_{oedo}	Module œdométrique tangent	Pa	
h	Constante de la loi de Henry	sans	$V_{ad} = V_w \cdot h$
n	Porosité	sans	$n = \frac{V_v}{V} = \frac{e}{1+e}$
P_a	Pression atmosphérique de l'air	Pa	
s	Succion	Pa	$s = u_a - u_w$
s_{air}	Succion d'entrée d'air ou d'expulsion d'air	Pa	
S_r	Degré de saturation	sans	
$S_{r,air}$	Degré de saturation au point d'entrée ou d'expulsion d'air	sans	
S_{re}	Degré de saturation lorsque $s = 0$	sans	
σ'_p	Contrainte de préconsolidation	Pa	
σ_v	Contrainte totale verticale	Pa	
σ'_v	Contrainte effective verticale	Pa	$\sigma'_v = \sigma_v - u$
σ'_{v0}	Contrainte effective verticale initiale en place	Pa	
T	Température du fluide interstitiel	°K	
u_a	Pression de l'air du fluide interstitiel	Pa	Par convention, ces pressions sont nulles sous la pression atmosphérique P_a
u_w	Pression de l'eau du fluide interstitiel	Pa	
$u_{w,sat}$	Pression de l'eau du fluide interstitiel pour laquelle $S_r = 1$	Pa	
V_a	Volume d'air total au sein du fluide interstitiel	m ³	$V_a = V_{ad} + V_{al}$
V_{ad}	Volume d'air dissous	m ³	
V_{al}	Volume d'air libre	m ³	
V	Volume total de l'élément de sol considéré	m ³	
V_v	Volume des vides de l'élément de sol considéré	m ³	$V_v = V_w + V_a$
V_w	Volume d'eau contenu par l'élément de sol considéré	m ³	
w	Tassement de la couche de sol considérée	m	
z	Profondeur de l'élément de sol considéré	m	z est compté positif vers le bas

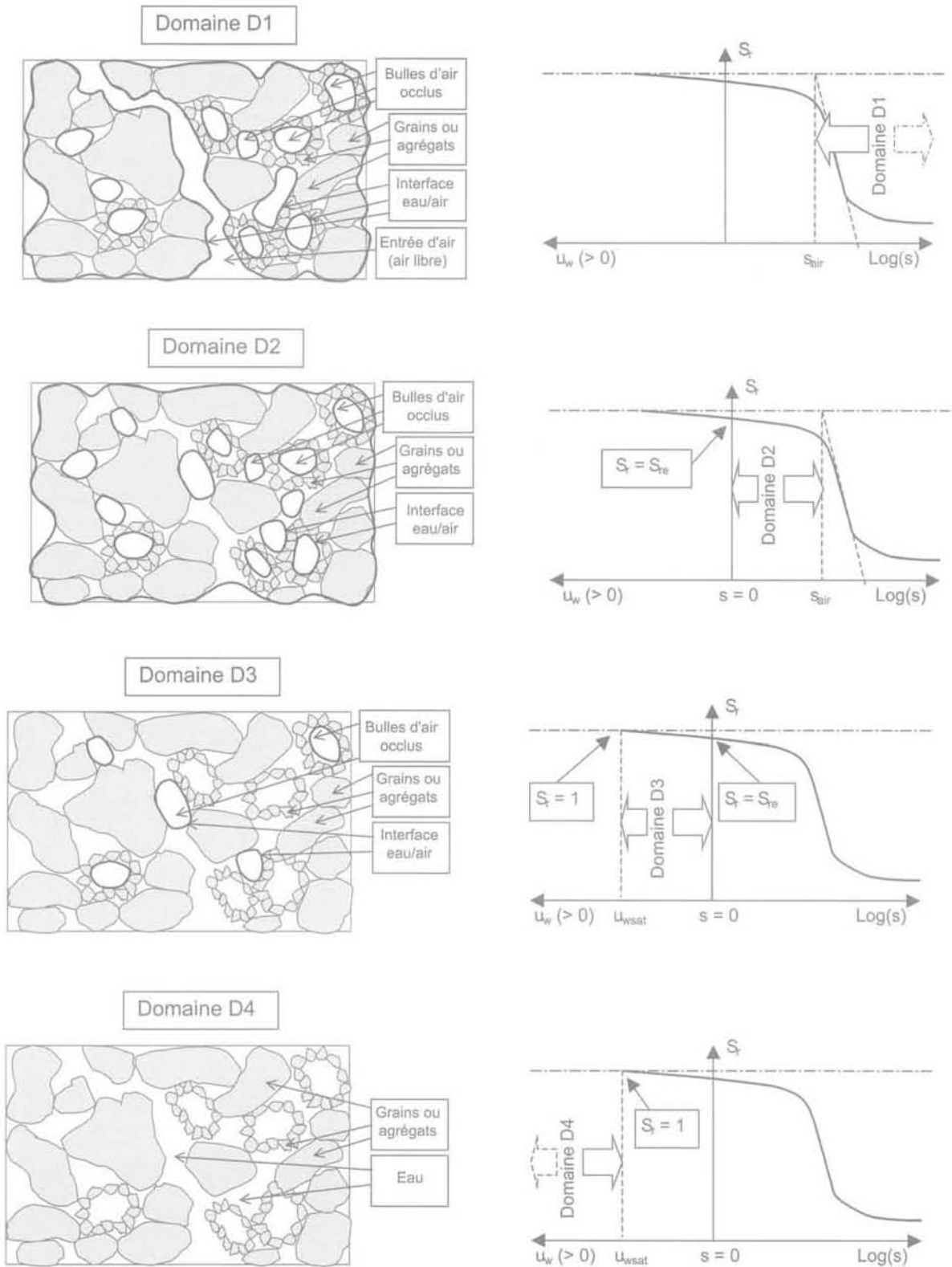


FIG. 1 Représentation schématique de l'état de saturation en fonction de la succion.
Schematic representation of saturation state as a function of suction.

Domaine D2

L'air est occlus dans l'échantillon de sol considéré. Chaque bulle d'air est en contact avec plusieurs grains de sol et la succion $s = u_a - u_w$ a pour effet d'augmenter les forces de contact intergranulaires. Par définition, nous appelons S_{re} le degré de saturation pour lequel la succion mesurée à l'échelle macroscopique est nulle.

Le domaine D2 est caractérisé par $0 \leq s \leq s_{air}$ et $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$.

Domaine D3

L'air est occlus dans l'échantillon de sol considéré. A l'échelle macroscopique, on ne mesure plus de succion ($s = 0$) ce qui conduit à supposer que $u_a = u_w$, bien que des forces de tension capillaires existent à la surface de chaque bulle. De nombreux auteurs (Hilf, 1948 ; Li *et al.*, 2001) négligent ces forces et c'est l'hypothèse que nous faisons par la suite dans le domaine D3.

Cette hypothèse semble justifiée par la taille des pores (et donc des bulles contenues dans ces pores) qui sont à l'origine de la compression volumique d'un échantillon de sol. En effet, Delage et Fry (2000) (citant Sridharan *et al.*, 1971) observent par exemple pour une kaolinite compactée que le rayon des pores qui gouvernent la compressibilité volumique est de l'ordre de $10 \mu\text{m}$. Nagaraj et Muria (2001) estiment que le comportement mécanique des argiles est gouverné par les macropores existant entre les agrégats de particules

d'argiles : le rayon mesuré pour ces macropores est de l'ordre de $10 \mu\text{m}$ quelle que soit la limite de liquidité de l'argile. Dans ces conditions, si l'on considère que les bulles emprisonnées font la taille de ces macropores, la loi de Jurin permet de calculer une succion de l'ordre de 15 kPa qui conduit à $u_a = u_w + 15 \text{ kPa}$. Compte tenu que, dans le domaine D3, la pression d'eau absolue est $u_w + P_a > P_a = 100 \text{ kPa}$ (pression atmosphérique), l'hypothèse $u_a = u_w$ faite précédemment conduit à une erreur maximum de 15% sur le calcul de u_a dans le domaine D3 pour $u_w = 0$. Pour $u_w = 100 \text{ kPa}$, cette erreur n'est plus que de 7% .

Finalement, le domaine D3 est caractérisé par $S_{re} < S_r < 1$ et $s = 0$ ce qui conduit à $u_a = u_w$ avec $u_w > 0$.

Domaine D4

Il n'y a pas d'air à l'état gazeux dans l'échantillon de sol considéré. Le sol est parfaitement saturé.

Le domaine D4 est caractérisé par $s = 0$ et $S_r = 1$. La limite entre le domaine D3 et D4 peut également s'exprimer à travers la pression interstitielle $u_{w,sat}$ pour laquelle $S_r = 1$. La pression interstitielle $u_{w,sat}$ correspond à la contre-pression qu'il est nécessaire d'appliquer pour saturer un échantillon à l'appareil triaxial.

Dans le cas d'un sol naturel, les limites entre les différents domaines sont représentées schématiquement sur la figure 2. Dans tous les cas, une certaine quantité d'air est dissoute dans l'eau d'après la loi de Henry. Les limites entre les différents domaines (caractérisées par les variables $u_{w,sat}$, S_{re} , S_{rair} et s_{air}) dépendent de la compacité du matériau et de son histoire géologique.

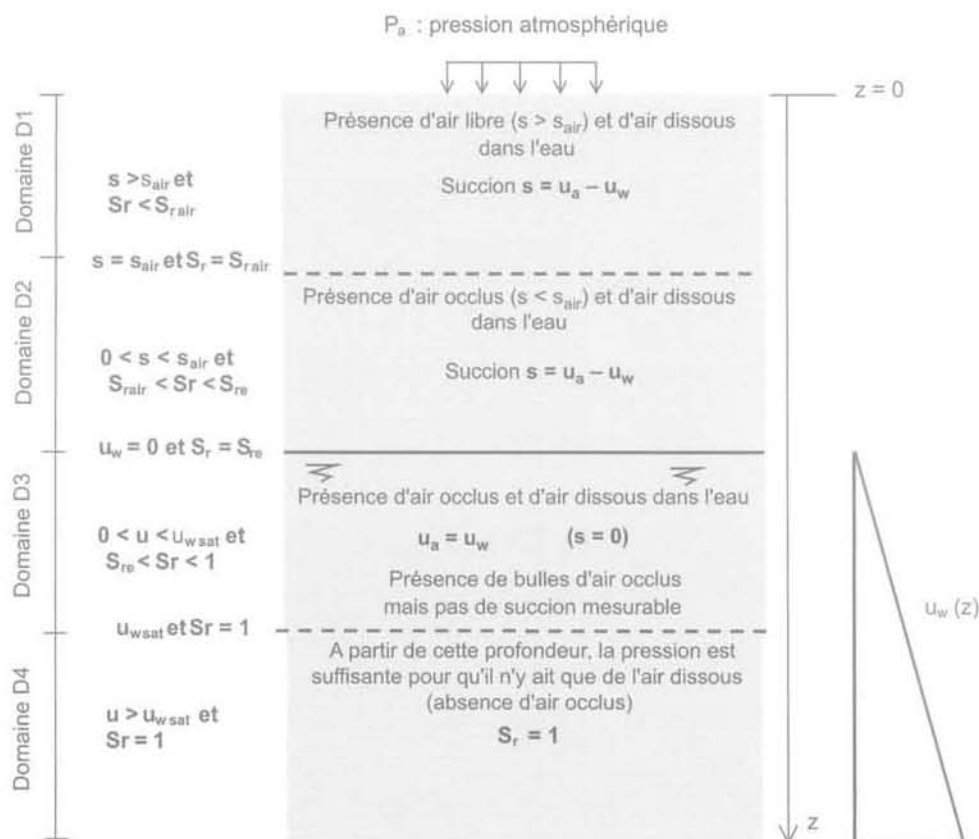


FIG. 2 Représentation schématique de l'état de saturation d'un sol naturel.
Schematic representation of natural soil saturation state.

Lorsqu'un remblai est mis en œuvre sur un sol non saturé, un tassement instantané se produit. Ce tassement est lié à la compressibilité de l'air (loi des gaz parfaits) et à la capacité de l'air à se dissoudre dans l'eau (loi de Henry) sous l'action de la surcharge $\Delta\sigma$. Pour la même raison, la réalisation d'un déblai produit un gonflement instantané. L'existence de ce tassement ou de ce gonflement instantané est la preuve que $B = \Delta u_w / \Delta\sigma$ est inférieur à 1.

La dissipation des surpressions interstitielles Δu est liée à la perméabilité et est décrite par les théories de la consolidation lorsqu'il n'y a pas de succion. Ce point n'est pas développé dans le cadre de cet article.

Si la variation de la charge $\Delta\sigma$ est suffisamment rapide pour que les phénomènes de consolidation soient négligeables, le sol peut changer d'état et de domaine (domaines D1 à D4) en fonction de l'évolution du degré de saturation S_r , de la succion s et des pressions d'air et d'eau, u_a et u_w .

Les limites entre les différents domaines et en particulier les variables $u_{w\text{sat}}$, S_{re} , S_{rair} et s_{air} dépendent de la compacité du sol et de son histoire géologique. *A priori*, elles ne sont pas constantes en fonction de la profondeur et varient au même titre que les caractéristiques œdométriques par exemple.

2.2

Les hypothèses de calcul

Dans la suite, nous développons une théorie pour être en mesure de calculer :

- le tassement ou le gonflement instantané d'un sol ;
- les surpressions interstitielles et le rapport $B = \Delta u_w / \Delta\sigma$.

Les hypothèses sont les suivantes :

1) L'air contenu dans le sol obéit à la loi des gaz parfaits. Pour une température T donnée et un volume d'air libre dans le sol V_{al} soumis à une pression u_a , on a :

$$(u_a + P_a) \cdot V_{al} = \text{constante} (T) = n_{\text{gaz}} \cdot R \cdot T \quad (1)$$

P_a est la pression atmosphérique, u_a étant pris égal à 0 par convention lorsque la pression d'air est celle de la pression atmosphérique. n_{gaz} est le nombre de moles de gaz.

2) Le volume d'air dissous dans l'eau est donné par la loi de Henry :

$$V_{ad} = V_w \cdot h \quad (2)$$

avec V_{ad} volume qu'occuperait l'air sous la pression u_a s'il n'était pas dissous, V_w volume d'eau de l'élément de sol considéré et h coefficient de compressibilité de l'air, défini par la loi de Mariotte :

$$h = 0,02 \cdot T / 293 \quad (3)$$

avec T température en Kelvin.

On observe que le volume d'air dissous dans l'eau V_{ad} est indépendant de la pression u_a . En revanche, la loi des gaz parfaits indique que - à volume et à température donnés - la masse d'air dissoute dépend de u_a .

Li *et al.* (2001) montrent que lorsque la pression d'air varie, la dissolution n'est pas instantanée. Suivant les cas étudiés et la rapidité de la sollicitation, la loi de Henry sera prise en compte ou sera négligée.

3) Il n'y a pas d'écoulement d'air ou d'eau pendant l'incrément de charge (ou de décharge) $\Delta\sigma$. Cela veut dire que la masse d'air (libre + dissous) et la masse d'eau sont inchangées par unité de volume de sol (teneur en eau constante).

4) Entre l'état initial et l'état final, le sol ne sort pas des domaines D2, D3 et D4. D'après Biarez *et al.* (1987), Modaressi et Abou-Bekr (1994), Khalili et Khabbaz (1998), le principe des contraintes effectives peut être appliqué :

$$\sigma'_v = \sigma_v - u_w \quad (4)$$

5) Dans le domaine D2, le degré de saturation est une fonction univoque de la succion : $S_r(s)$. Les limites entre les différents domaines et en particulier les variables $u_{w\text{sat}}$, S_{re} , S_{rair} et s_{air} sont inchangées pendant l'application de la charge (ou la décharge) $\Delta\sigma$.

6) Nous considérons une sollicitation du type œdométrique, caractérisée par $C_x = C_c$ ou C_v , suivant que l'on se situe dans le domaine normalement ou surconsolidé. Le calcul est donc effectué en considérant que la déformation latérale est nulle. La démarche est similaire sur un chemin de compression isotrope (que l'on peut obtenir au triaxial par exemple).

7) On considère que les incréments de charge $\Delta\sigma$ sont faibles par rapport à σ'_v . Cette hypothèse peut éventuellement être supprimée mais la résolution d'une équation implicite est alors nécessaire pour le calcul du coefficient B (non présenté dans cet article).

8) La compressibilité de l'eau est a_w et le squelette est supposé incompressible par rapport à l'eau.

2.3

Les résultats théoriques

2.3.1

Relations donnant le degré de saturation en fonction de la pression d'air

Avec les hypothèses 1, 2, 3 et 6 définies au paragraphe 2.2, il est possible d'établir l'équation différentielle suivante entre le degré de saturation et la pression d'air :

$$\frac{dS_r}{S_r - S_r^2 \cdot (1 - h)} = \frac{du_a}{u_a} \quad (5)$$

Si la sollicitation est trop rapide pour que l'air puisse se dissoudre dans l'eau, cette équation peut être utilisée en prenant $h = 0$.

En considérant que l'eau est saturée en air (loi de Henry), cette équation peut être intégrée. Nous utilisons comme borne d'intégration le fait que $S_r(u_a = 0) = S_{re}$ (voir définition au paragraphe 2.2). On obtient :

$$S_r = \frac{S_{re}}{S_{re} \cdot (1 - h) + \frac{P_a}{u_a + P_a} \cdot [1 - S_{re} \cdot (1 - h)]} \quad \text{si } u_a < 0 \quad (6)$$

$$S_r = \frac{\frac{u_a + P_a}{P_a} \cdot \frac{S_{re}}{1 - S_{re} \cdot (1 - h)}}{1 + \frac{u_a + P_a}{P_a} \cdot \frac{S_{re} \cdot (1 - h)}{1 - S_{re} \cdot (1 - h)}} \quad \text{si } u_a \geq 0 \text{ et } u_a \leq u_{wsat} \quad (7)$$

$$\text{avec } u_{wsat} = \frac{P_a \cdot (1 - S_{re})}{S_{re} \cdot h} \quad (8)$$

L'équation (6) donne l'évolution de S_r en fonction de u_a dans le domaine D2 défini précédemment et l'équation (7) donne l'évolution de S_r en fonction de u_a dans le domaine D3.

2.3.2

Relation donnant le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent

Dans le domaine D3, nous avons $u_a = u_w$ et il est donc possible de définir un coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent (voir définition des variables dans le tableau I) :

$$a_{int} = \frac{\Delta V_v}{V_v \cdot \Delta u_w} \quad (9)$$

Avec les mêmes hypothèses qu'au paragraphe 2.3.1, on obtient :

$$a_{int} = \frac{1 - S_r \cdot (1 - h)}{u_w + P_a} \quad (0 < u_w < u_{wsat}) \quad (10)$$

S_r étant donné en fonction de u_w par l'équation (7), car $u_a = u_w$.

Lors d'un chargement rapide, il est possible de calculer S_r à partir de l'équation (5) en posant $h = 0$ et dans ces conditions l'équation (10) peut être utilisée.

Lorsque la pression interstitielle u_w devient supérieure à u_{wsat} , il n'y a plus de bulles d'air dans le fluide interstitiel et le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel est celui de l'eau :

$$a_{int} = a_w \quad (u_w \geq u_{wsat}) \quad (11)$$

Dans ces conditions, connaissant h et S_{re} , il est possible de calculer le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent dans les domaines D3 et D4.

La figure 3 donne le coefficient de compressibilité a_{int} en fonction de u_w pour différentes valeurs de S_{re} avec :

- $h = 0,02$ calculé pour une température de 20 °C en utilisant l'équation (3) ;
- pression atmosphérique de l'air $P_a = 100$ kPa ;
- coefficient de compressibilité de l'eau $a_w = 5 \cdot 10^{-7}$ kPa.

Afin de voir l'influence de la loi de Henry sur le coefficient de compressibilité, les courbes ont également été tracées en considérant que l'air ne peut pas se dissoudre dans l'eau ($h = 0$).

La discontinuité observée sur les courbes correspond au passage du domaine D3 au domaine D4. La pression interstitielle correspondante est u_{wsat} (équation 8) dont les valeurs sont respectivement $u_{wsat} = 435$ et 208 kPa pour $S_{re} = 0,92$ et 0,96. Les valeurs de u_{wsat} obtenues tendent à prouver qu'une épaisseur importante de sol sous la nappe (plusieurs dizaines de mètres) n'est pas saturée. On observe que les courbes avec ou sans loi de Henry sont similaires pour les faibles pressions interstitielles ce qui montre que la compressibilité du fluide interstitiel est principalement liée à la compressibilité des bulles de gaz (loi des gaz parfaits) dans ce domaine.

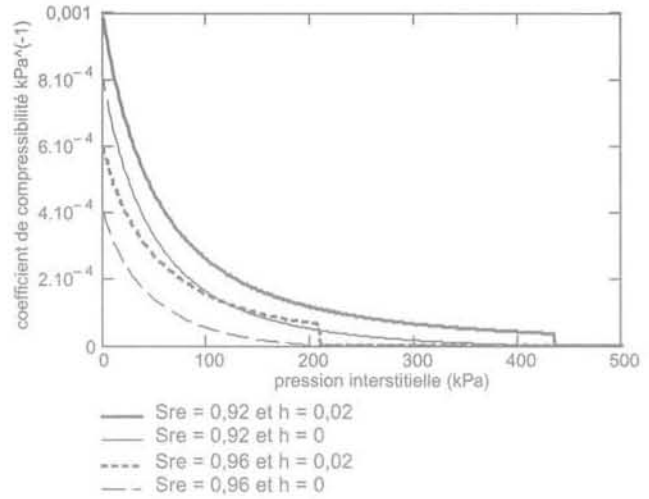


FIG. 3 Coefficient de compressibilité du fluide interstitiel équivalent pour $S_{re} = 0,92 - 0,96$ et $h = 0 - 0,02$.
Compressibility coefficient of equivalent pore fluid for $S_{re} = 0,92 - 0,96$ and $h = 0 - 0,02$.

2.3.3

Relations donnant le coefficient B

Avec les hypothèses 1 à 9 évoquées au paragraphe 2.2, il est possible de calculer le coefficient $B = \Delta u_w / \Delta \sigma$. Les expressions obtenues sont les suivantes :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{\sigma'_v \cdot \ln(10)}{C_s} \cdot \frac{e}{S_r} \cdot \frac{dS_r}{ds} \cdot \left(\frac{du_a}{du_w} - 1 \right)} \quad \text{si } u_w < 0 \quad (12)$$

$$B = \frac{\left[\frac{-(E_{tbl} - \Delta \sigma_{bis} + u + P_a)}{2} + \sqrt{\frac{(E_{tbl} - \Delta \sigma_{bis} - u - P_a)^2}{4} + (u + P_a) \cdot E_{tbl}} \right]}{\Delta \sigma}$$

$$\text{si } u_w \geq 0 \text{ et } u_w \leq u_{wsat} \quad (13)$$

$$B = 1 - E_{oed} \cdot a_w \quad \text{si } u_w > u_{wsat} \quad (14)$$

avec : $\frac{dS_r}{ds}$ fonction de la succion s connue, car S_r est une fonction de s
 e , indice des vides

$$\frac{du_a}{du_w} = \frac{-dS_r \cdot (u_a + P_a)}{ds} \quad (15)$$

$$\frac{-dS_r}{ds} \cdot (u_a + P_a) + S_r \cdot [1 - S_r \cdot (1 - h)]$$

$$E_{\text{tgt}} = \frac{\sigma'_{v0} \cdot \ln(10)}{C_x} \cdot e \cdot [1 - S_r \cdot (1 - h)] \quad (16)$$

$$\Delta\sigma_{\text{bis}} = \Delta\sigma \cdot (1 - E_{\text{cedo}} \cdot a_w \cdot S_r) \quad (17)$$

$$E_{\text{cedo}} = \frac{(1 + e) \cdot \sigma'_{v0} \cdot \ln(10)}{C_x} \quad (18)$$

2.3.4

Résolution numérique

Les expressions de B étant données pour une variation $\Delta\sigma$ faible devant σ'_{v0} , la résolution pour une variation $\Delta\sigma$ plus importante peut se faire moyennant un calcul pas à pas avec des incréments de contrainte faibles pour respecter l'hypothèse $\Delta\sigma$ négligeable devant σ'_{v0} . Le schéma de résolution pour une couche d'épaisseur Δz est décrite sur la figure 4.

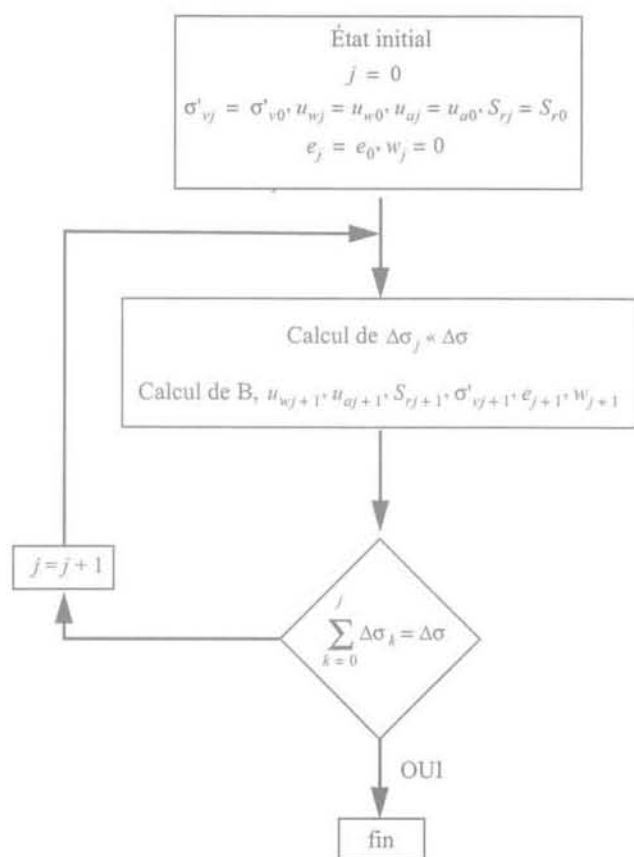


FIG. 4 Schéma de résolution.
Resolution scheme.

La mise à jour des différentes variables entre le pas de résolution j et $j + 1$ s'effectue de la manière suivante :

$$u_{w_{j+1}} = u_{w_j} + B \cdot \Delta\sigma_j \quad (19)$$

$$u_{a_{j+1}} = u_{a_j} + \frac{du_a}{du_w} \cdot (u_{w_{j+1}} - u_{w_j}) \text{ si } u_{w_{j+1}} < 0 \quad (20)$$

$$u_{a_{j+1}} = u_{w_{j+1}} \text{ si } u_{w_{j+1}} \geq 0 \quad (21)$$

$$S_{r_{j+1}} = S_{r_j} + \frac{u_{a_{j+1}} - u_{a_j}}{u_{aj}} \cdot [S_{r_j} - (S_{r_j})^2 \cdot (1 - h)] \text{ si } u_{w_{j+1}} < u_{w_{\text{sat}}} \quad (22)$$

$$S_{r_{j+1}} = 1 \text{ si } u_{w_{j+1}} \geq u_{w_{\text{sat}}} \quad (23)$$

$$\sigma'_{v_{j+1}} = \sigma'_{v0} + u_{w0} + \sum_{k=0}^j \Delta\sigma_k - u_{w_{j+1}} \quad (24)$$

$$e_{j+1} = e_j - C_x \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v_{j+1}}}{\sigma'_{v_j}}\right) \quad (25)$$

$$w_{j+1} = \Delta z \cdot \frac{e_0 - e_{j+1}}{1 + e_0} \quad (26)$$

3

Validation du modèle théorique

Le modèle théorique présenté ci-avant a été validé en utilisant les données publiées sur le site expérimental du LCPC de Cubzac-les-Ponts, au nord de Bordeaux (en bordure de l'autoroute A10, voir figure 5). Ces données sont le résultat d'une campagne d'étude de remblais sur sols mous menée par les laboratoires des ponts et chaussées à partir de 1972.



FIG. 5 Localisation du site.
Site location.

Nous avons dans un premier temps essayé de déterminer le paramètre S_{re} en utilisant les résultats d'essais œdométriques à drainage fermé réalisés sur des échantillons prélevés sur le site de Cubzac-les-Ponts (Magnan et Dang, 1977). Ensuite, nous avons utilisé la valeur de S_{re} obtenue pour calculer le tassement instantané sur le

TABLEAU II Modèle géotechnique du remblai expérimental B.
Geotechnical model of experimental embankment B.

Couches du sol	γ (kN/m ³)	C_s	C_c	e_o	σ'_p (kPa)	C_{-e}
Remblai (2,30 m)	21					
0 à 1 m	17,5	0,04	0,28	1	78	0,05
1 à 2 m	15	0,04	1,22	2,60	68	0,05
2 à 3 m	13	0,21	1,75	3,15	36	0,08
3 à 4 m	13,5	0,18	1,70	3,30	36	0,043
4 à 5 m	14	0,12	1,28	2,42	38,5	0,034
5 à 6 m	14,5	0,10	1,18	2,07	41	0,03
6 à 7 m	14,5	0,08	1,11	2,13	46	0,023
7 à 8 m	14,2	0,10	1,30	2,50	57	0,039
8 à 9 m	14,9	0,11	1,20	2,20	68	0,035

TABLEAU III Modèle géotechnique du remblai expérimental D.
Geotechnical model of experimental embankment D.

Couches du sol	γ (kN/m ³)	C_s	C_c	e_o	σ'_p (kPa)	C_{-e}
Remblai (1 m)	21					
0 à 1,3 m	16,9	0,06	0,4	1,1	90	0,01
1,3 à 2,4 m	14,5	0,15	1,3	2,5	68	0,01
2,4 à 5,2 m	15	0,04	0,7	1,6	58	0,02
5,2 à 7,4 m	14,6	0,07	1	1,8	64	0,02
7,4 à 9 m	15	0,08	1	1,9	85	0,02

remblai expérimental D du site de Cubzac-les-Ponts (Haghgou, 1983). Ce remblai de faible hauteur correspond au cas qui nous intéresse car le sol en place reste dans le domaine surconsolidé. Nous avons également utilisé, dans une moindre mesure, les données géotechniques du remblai expérimental B du site de Cubzac-les-Ponts (Magnan *et al.*, 1983).

3.1

Modèle géotechnique du site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Dans le cadre de cet article, nous nous limitons à rappeler les modèles géotechniques retenus par les auteurs sur les remblais B (Magnan *et al.*, 1983) et D (Haghgou, 1983). Ces modèles ont été fixés après analyse des nombreuses données géotechniques (essais de laboratoire, essais *in situ*, etc.).

Ils sont donnés sur les tableaux II et III.

La nappe est située entre 0 et 1,5 m de profondeur. On observe de légères différences dans la description des couches des remblais B et D.

Description couches remblai B (Magnan et al., 1983)

« On peut distinguer trois couches principales :

- de 0 à 1,5 m : une argile molle surconsolidée par dessiccation. Elle correspond aux limites de fluctuation de la nappe ;
- de 1,50 à 3,50 m : une argile très organique et très compressible légèrement surconsolidée ;
- de 3,50 à 9 m : une argile molle organique légèrement surconsolidée. »

Description couches remblai D (Haghgou, 1983)

« Le sol de fondation peut donc être divisé en trois couches compressibles :

- de 0 à 1,30 m : argile molle surconsolidée. Elle correspond aux limites de fluctuation de la nappe ;
- de 1,30 à 2,50 m : vase limono-argileuse moyennement organique et très compressible, légèrement surconsolidée ;
- de 2,50 à 9 m : vase limono-argileuse faiblement organique, très compressible et légèrement surconsolidée. »

3.2

Détermination du paramètre S_{re} sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Magnan et Dang (1977) ont réalisé des essais oedométriques à drainage fermé afin de déterminer la com-

pressibilité du fluide interstitiel en fonction du degré de saturation. Leur étude a porté sur dix essais sur de la vase prélevée entre 6 et 7 m. Nous ne savons pas exactement à quel endroit a été prélevée cette vase sur le site de Cubzac.

Ces auteurs présentent deux essais jugés représentatifs : un essai avec contre-pression (essai A) et un essai sans contre-pression (essai B). L'œdomètre utilisé permet une prise des pressions interstitielles au tiers inférieur et supérieur de l'échantillon (Fig. 6). Les résultats des essais A et B sont présentés dans le tableau IV.

3.2.1

Modélisation de l'essai B

Au moment de la fermeture du drainage, Magnan et Dang (1977) indiquent que le degré de saturation est $S_{r0} = 0,973$ pour une pression interstitielle mesurée $u_{w0} = 5$ kPa. Comme $u_{w0} > 0$, on se situe dans le domaine D3 et $u_w = u_u$. Dans ces conditions, les équations (6) et

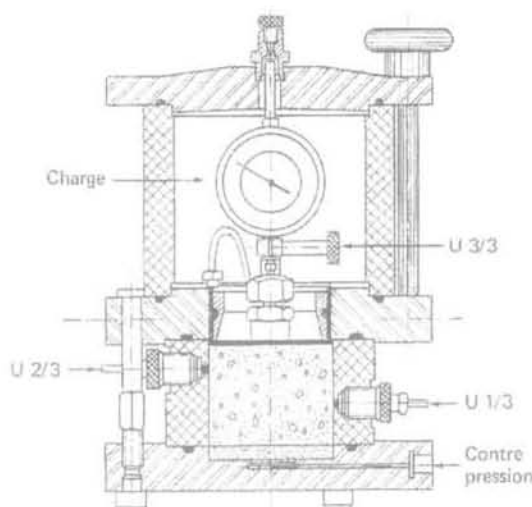


FIG. 6 Oedomètre à prise de pression interstitielle.
Oedometer with pore pressure sensors.

TABLEAU IV Résultats des essais.
Test results.

Palier n°	Essai A				Essai B			
	Δh (mm)	σ'_v (kPa)	$u_{1/3}$ (kPa)	$u_{2/3}$ (kPa)	Δh (mm)	σ'_v (kPa)	$u_{1/3}$ (kPa)	$u_{2/3}$ (kPa)
1	0	0	0	0	0	0	0	0
2 Contre-pression	0,560	199	200	198	0	0	0	0
3 Consolidation	3,895 0	238	202	199	1,35 0	30	5	5
Fermeture drainage								
4	0,019	263	225	218	0,184	45	20	13
5	0,030	293	255	248	0,556	73	50	35
6	0,060	360	319	309	0,912	113	80	82
7	0,090	460	416	400	1,470	188	150	157
8	0,145	664	611	556	1,903	308	263	280
9					2,234	488	438	450
10					2,502	738	675	695

(7) permettent de calculer $S_{re} = 0,971$ et $u_{w\text{sat}} = 149$ kPa. Comme l'essai B consiste à augmenter la charge $\Delta\sigma$ de 30 à 738 kPa, l'échantillon va rester dans les domaines D3 et D4.

Pour modéliser l'essai B, nous avons besoin des caractéristiques oedométriques de l'échantillon (e_p , C_{cr} , C_s et σ'_p) que nous ne connaissons pas précisément, les résultats étant légèrement différents entre le modèle géotechnique du remblai B et du remblai D. Nous présentons les résultats obtenus avec les paramètres du remblai B. Les paramètres du remblai D donnent des résultats sensiblement équivalents.

A partir des valeurs des pressions interstitielles mesurées au 1/3 et au 2/3 de l'échantillon, nous avons calculé le coefficient B entre deux paliers et la contrainte

effective verticale dans l'échantillon. Ces valeurs mesurées sont comparées aux valeurs calculées (Figs. 7 et 8). Le coefficient B calculé est « tangent » (calculé pour un incrément de charge faible par rapport à σ'_v).

L'examen des figures 7, 8 et 9 amène les commentaires suivants :

- la discontinuité observée sur les valeurs calculées de B correspond au passage du domaine surconsolidé au domaine normalement consolidé. On observe des valeurs de B de l'ordre de 0,6 dans le domaine surconsolidé alors que dans le domaine normalement consolidé B est supérieur à 0,9, ce qui est cohérent avec les observations faites par Tavenas et Leroueil (1980) ;
- certaines mesures présentent manifestement des anomalies, avec des valeurs de B supérieures à 1. Cepen-

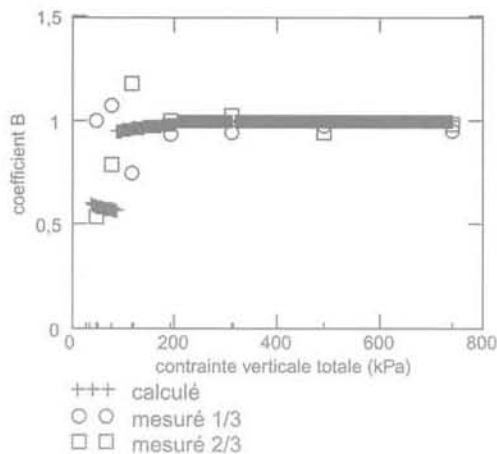


FIG. 7 Coefficient B mesuré et calculé ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$) and measured B coefficient.

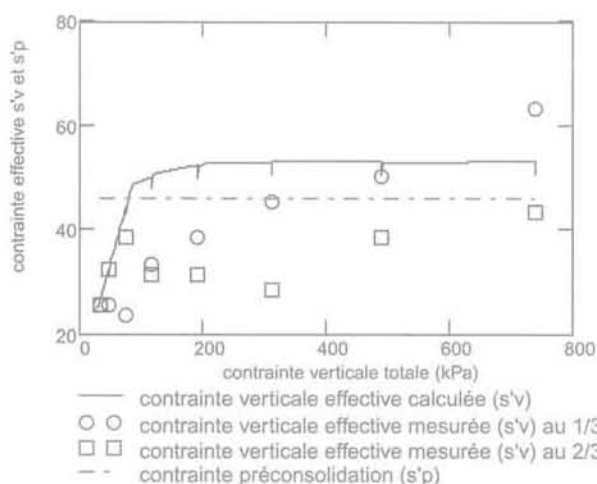


FIG. 8 Contrainte verticale effective $\sigma'_{v'}$ mesurée et calculée ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$) and measured effective vertical stress $\sigma'_{v'}$.

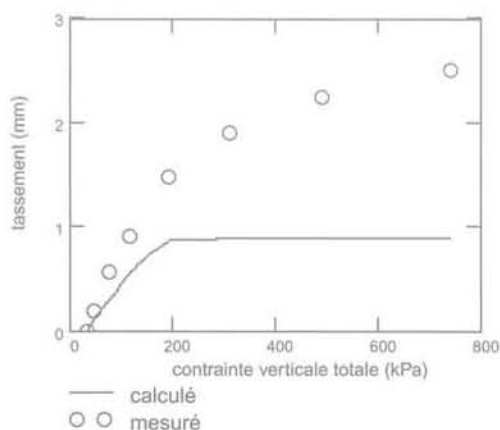


FIG. 9 Tassement mesuré et calculé ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$) and measured settlement.

dant, les valeurs de B calculées semblent comprises dans l'enveloppe des valeurs mesurées.

La figure 10 présente les surpressions interstitielles mesurées et calculées sur les premiers paliers de pression : l'inflexion dans la courbe calculée correspond au passage de la contrainte de préconsolidation σ'_p .

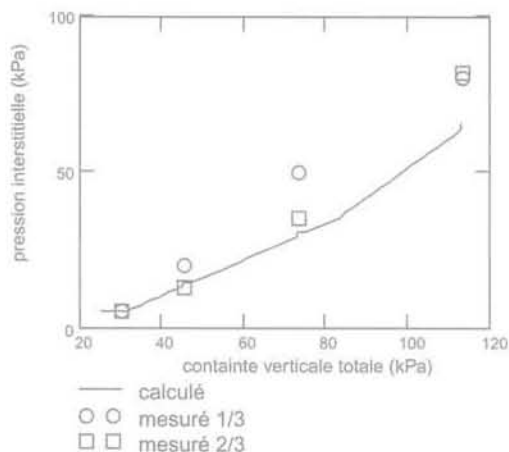


FIG. 10 Pressions interstitielles mesurées et calculées ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,971 - h = 0,02$) and measured pore fluid pressure.

Il est possible d'améliorer de manière très importante la correspondance entre courbes mesurées et calculées en ajustant la valeur de S_{re} . Les figures 11, 12 et 13 présentent les résultats obtenus avec $S_{re} = 0,935$. Cet ajustement est justifié dans la mesure où le calcul du degré de saturation réel est difficile à mesurer (une incertitude sur le γ_s peut facilement expliquer des écarts de plusieurs pour cent sur les degrés de saturation calculés).

Les résultats sont plus satisfaisants mais perdent de leur intérêt, la valeur de B étant proche de 1 dès le deuxième palier de pression (dépassement de σ'_p). Pour une validation plus franche de la théorie, il serait souhaitable de réaliser des essais avec une valeur de σ'_p plus marquée.

La rupture de pente sur la figure 13 correspond au passage à l'état saturé (domaine D4), qui ne semble pas être observé expérimentalement. Ceci est lié au fait que nous avons pris en compte la loi de Henry dans la compressibilité du fluide interstitiel. Le tassement mesuré étant un tassement instantané, il ne faut en fait considérer que l'effet de la loi des gaz parfaits (voir § 2.3.2). La dissolution du gaz, gouvernée par la loi de Henry, se fait en fait de manière différée et n'est pas mesurée sur ces essais. En faisant cette hypothèse, on obtient un degré de saturation initial de l'échantillon légèrement différent ($S_{re} = 0,915$) et le calage sur les mesures est excellent (Figs. 14 et 15).

3.2.2

Modélisation de l'essai A

Pour cet essai, nous considérons que la compressibilité du fluide interstitiel est uniquement liée à la loi

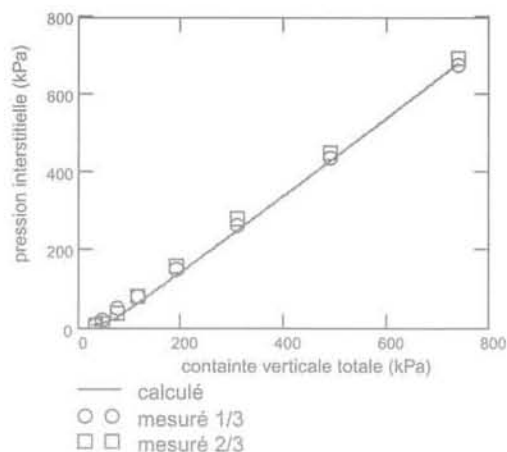


FIG. 11 Pressions interstitielles mesurées et calculées ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$) and measured pore pressure.

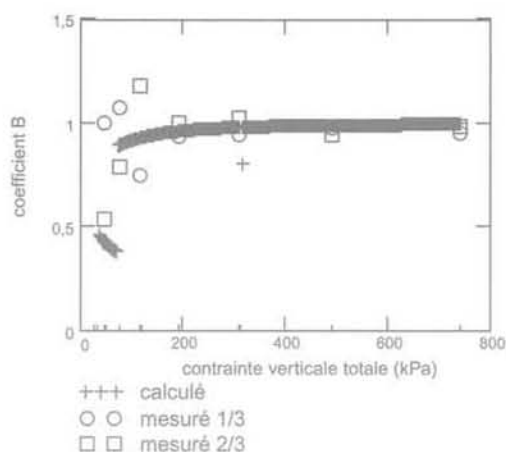


FIG. 14 Coefficient B mesuré et calculé ($S_{re} = 0,915 - h = 0$).
Calculated ($S_{re} = 0,915 - h = 0$) and measured B coefficient.

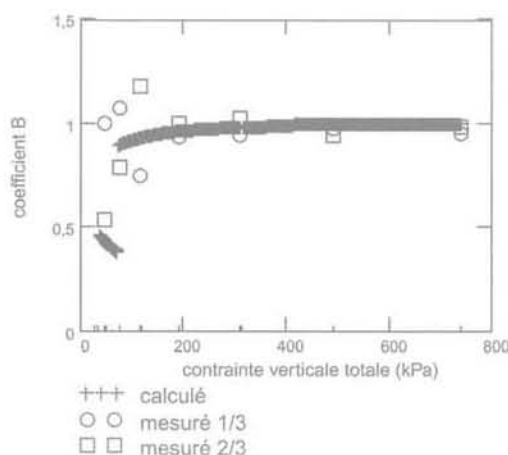


FIG. 12 Coefficient B mesuré et calculé ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$) and measured B coefficient.

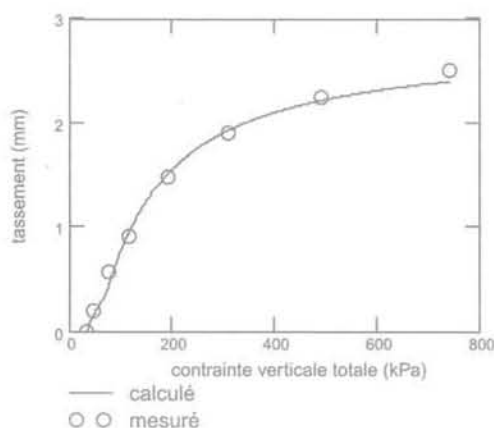


FIG. 15 Tassement mesuré et calculé ($S_{re} = 0,915 - h = 0$).
Calculated ($S_{re} = 0,915 - h = 0$) and measured settlement.

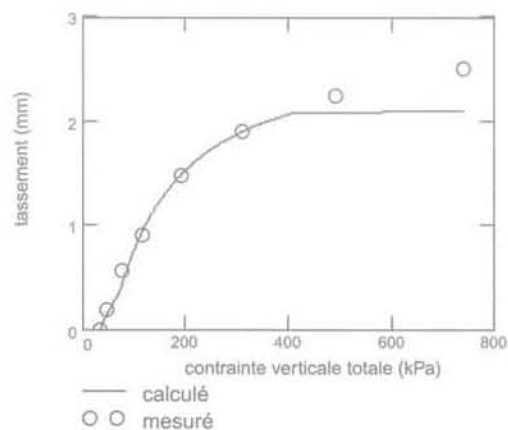


FIG. 13 Tassement mesuré et calculé ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$).
Calculated ($S_{re} = 0,935 - h = 0,02$) and measured settlement.

des gaz parfaits pour chaque palier de chargement. Cette hypothèse semble en effet la plus plausible et donne les meilleurs résultats sur l'essai B.

Par ailleurs, il est probable que l'eau désaérée utilisée pour appliquer la contre-pression conduit à un échantillon dont le fluide interstitiel est non saturé en air au moment de l'application de la première charge. L'équation (7) donnant S_r en fonction de S_{re} et $u_a = u_w$ ne peut donc pas être utilisée. Dans ces conditions, le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel peut être calculé à partir du degré de saturation initial S_{r200} sous la contre-pression de 200 kPa et en utilisant l'équation (5) avec $h = 0$ (pas de dissolution) et $u_a = u_w$.

Le calage sur les résultats expérimentaux avec $S_{r200} = 0,993$ est très bon comme illustré sur les figures 16 et 17. Les valeurs de B mesurées sur le capteur au 2/3 de l'échantillon dans l'œdomètre semblent cependant présenter des anomalies.

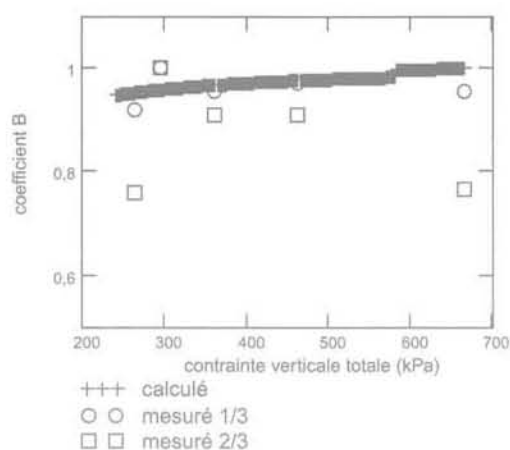


FIG. 16 Coefficient B mesuré et calculé ($S_{r200} = 0,993 - h = 0$).
Calculated ($S_{r200} = 0,993 - h = 0$) and measured B coefficient.

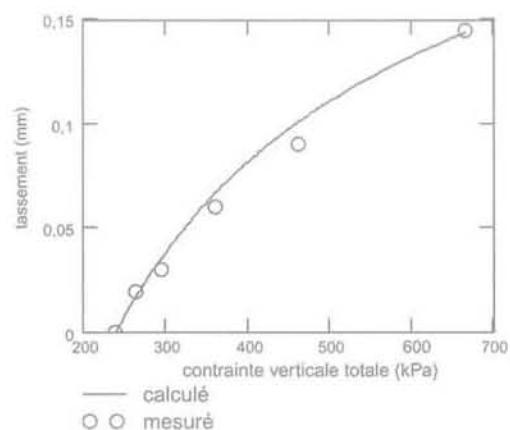


FIG. 17 Tassement mesuré et calculé ($S_{r200} = 0,993 - h = 0$).
Calculated ($S_{r200} = 0,993 - h = 0$) and measured settlement.

3.3

Conclusion sur les essais A et B

La théorie présentée ci-avant permet d'expliquer et de quantifier les mesures réalisées sur les essais A et B. Cependant, une validation de cette théorie sur d'autres essais est souhaitable, et en particulier avec des sols présentant un σ'_p plus élevé.

3.3

Application au cas du remblai D sur le site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Ce remblai est de faible hauteur (1 m) et a été construit de manière à étudier le comportement des argiles dans leur domaine surconsolidé. Il a été construit en deux jours (0,80 m le premier jour, 0,20 m le second jour). L'instrumentation est composée de tassomètres, de piézomètres et d'inclinomètres. Les figures 18, 19 et 20 présentent la position des tassomètres et piézomètres (Haghighou, 1983).

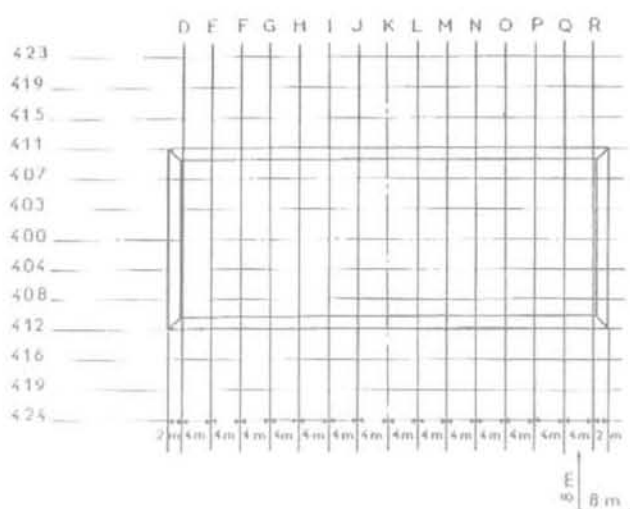


FIG. 18 Définition des profils du remblai D. Embankment D profiles definition.

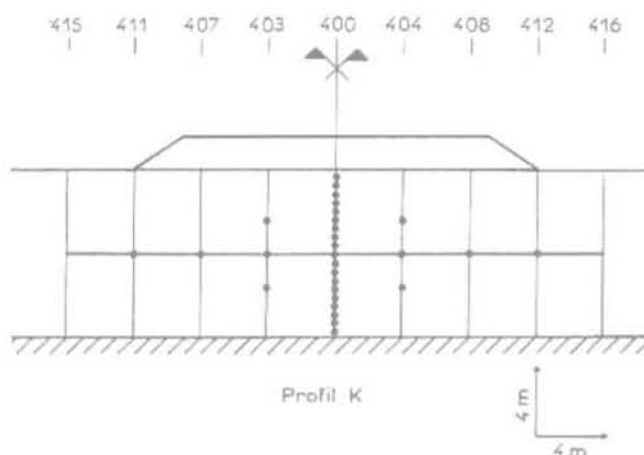


FIG. 19 Profil K : situation des piézomètres. Profile K : piezometers positions.

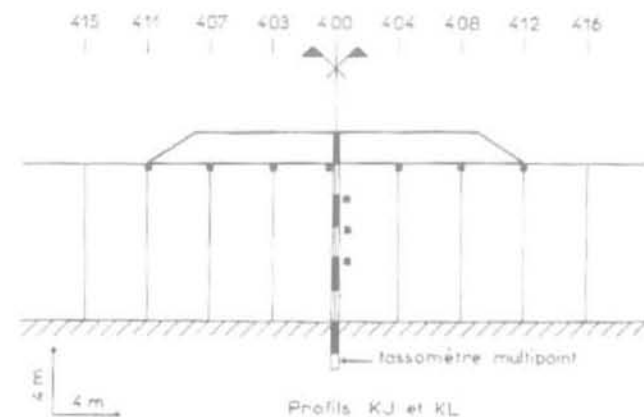


FIG. 20 Profils KJ et KL : situation des tassomètres. Profiles KJ and KL : settlement gauges positions.

Les hypothèses géotechniques sont celles définies au paragraphe 3.1. La nappe était située à 0,4 m de profondeur pendant la construction du remblai.

3.3.1

Hypothèses complémentaires

En dessous de la nappe (domaines D3 et D4 définis précédemment), le seul paramètre nécessaire pour calculer le degré de saturation est S_{re} . A partir des essais réalisés par Magnan et Dang (1977), la valeur $S_{re} = 0,915$ pour la couche située entre 6 et 7 m (voir § 3.2.1) semble donner le meilleur calage sur les essais. Nous supposons dans la suite que cette valeur de S_{re} est constante dans toute la couche d'argile molle du remblai D.

Au-dessus de la nappe, entre 0 et 0,40 m de profondeur, nous supposons que, à l'état initial (avant construction du remblai), le sol est suffisamment proche de la saturation pour rester dans le domaine D2 défini précédemment. Nous avons retenu les paramètres suivants en s'inspirant des données disponibles dans la littérature (Khalili, 2000 ; Zerhouni *et al.*, 1998 ; Atwa *et al.*, 2000) :

– degré de saturation d'entrée d'air : $S_{r_{air}} = S_{re} - 0,01 = 0,905$;

– succion d'entrée d'air $s_{air} = 300$ kPa ;

– relation linéaire entre la succion s et le degré de saturation.

Dans ces conditions, la dérivée de S_r par rapport à la succion s , seul paramètre nécessaire pour le calcul (équations 11 et 14), est constante et égale à :

$$\frac{dS_r}{ds} = \frac{(S_r - S_{re}) \cdot s_{air}}{(S_{r_{air}} - S_{re})} = -3,3 \cdot 10^{-5} \text{ kPa}^{-1}$$

Enfin, nous considérons que, à l'état initial, $u_w(z) = \gamma_w \cdot z$, y compris au-dessus de la nappe. Il aurait été possible de faire une autre hypothèse au-dessus de la nappe mais cela a finalement peu d'incidence étant donné la faible épaisseur au-dessus de la nappe (40 cm seulement).

Connaissant $u_w(z)$, S_{re} et la relation $S_r(s)$, il est possible de calculer le degré de saturation initial en fonction de la profondeur en utilisant les équations (5) et (6). Le résultat obtenu est donné sur la figure 21.

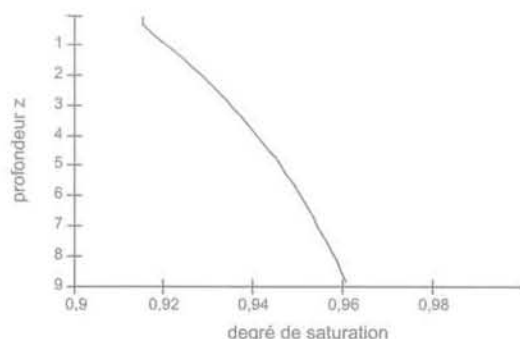


FIG. 21 Degré de saturation (calculé à l'état initial) en fonction de la profondeur. Degree of saturation (calculated at the initial state) as a function of depth.

3.3.2

Comparaison mesures calculs

Le calcul est effectué en considérant que la compressibilité du fluide interstitiel instantanée est uniquement liée à la loi des gaz parfaits, comme pour la modélisation des essais œdométriques A et B du paragraphe 3.2.

La figure 22 compare le tassement calculé et les résultats obtenus sur les tassomètres de surface suffisamment éloignés du bord du remblai (points KJ404, KJ400, KJ403, KL404, KL400, KL 403). Les tassomètres de profondeur n'ont pas été exploités car, à la fin de la construction du remblai, les mesures oscillent de manière trop importante en fonction de la profondeur.

La figure 23 compare les surpressions interstitielles calculées (en ne prenant en compte aucun phénomène de consolidation ce qui semble justifié étant donné la construction sur à peine plus de 24 heures) et mesurées à la fin de la construction du remblai. La figure 24 présente le coefficient B déduit des surpressions interstitielles mesurées et calculées.

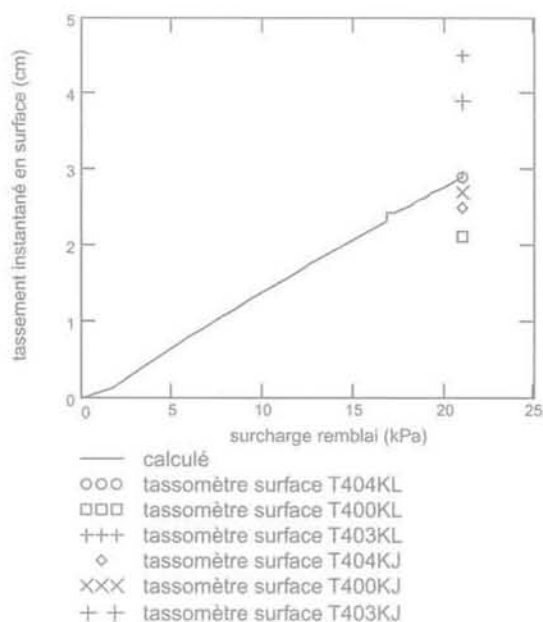


FIG. 22 Tassement instantané calculé et mesuré sous le remblai D. Calculated and measured instant settlement under embankment D.

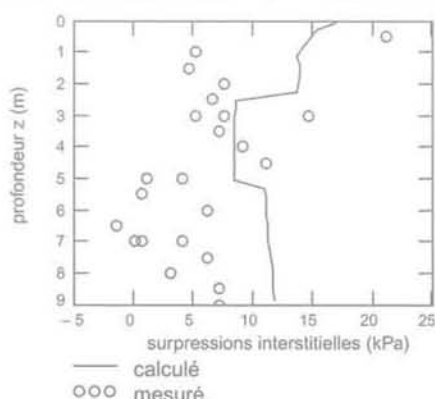


FIG. 23 Surpressions interstitielles à la fin de la construction calculées et mesurées sous le remblai D. Measured and calculated excess pore pressure at the end of embankment D construction.

Quelques abaques de calcul du coefficient B

Domaine D3

Le domaine D3 a déjà été défini au chapitre II.1 (voir également Figs. 1 et 2). Le domaine D3 est caractérisé par $S_{re} < S_r < 1$ et $s = 0$ ce qui conduit à $u_s = u_w$ avec $u_w > 0$.

Le coefficient B est donné par les équations (13), (16), (17) et (18). Afin d'établir des abaques de calcul de B, nous faisons l'hypothèse que $a_{vs} = 0$ dans le domaine D3. Cela revient à dire que, dans l'équation (16), $\Delta\sigma_{bis} = \Delta\sigma$; ceci est vrai tant que le squelette du sol est beaucoup moins raide que l'eau pure : ainsi, dans le cas extrême d'un sol très raide ayant un module œdométrique de 100 MPa, l'erreur sur le calcul de $\Delta\sigma_{bis}$ reste limitée à 5 %.

$$n = \frac{e}{1+e} \quad (27)$$

Par ailleurs, en exprimant la porosité n en fonction de l'indice des vides e (équation 27) et en utilisant l'équation (7) avec $u_s = u_w$, nous obtenons une expression de B en fonction des paramètres suivants :

- S_{re} : degré de saturation pour lequel $u_w = 0$;
- h : constante de Henry ($h = 0,02$ à 20 °C et $h = 0,019$ à 11 °C) ;

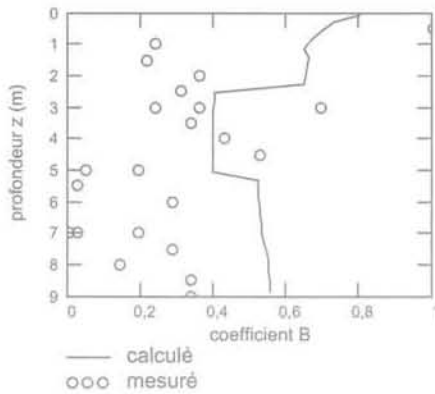


FIG. 24 Coefficient B à la fin de la construction calculé et mesuré sous le remblai D.
Measured and calculated coefficient B at the end of embankment D construction.

L'examen de ces résultats amène aux commentaires suivants :

- les tassements et pressions interstitielles mesurés sont faibles ce qui conduit à une dispersion des mesures assez grande ;
- les tassements, les surpressions interstitielles et les valeurs de B calculées et mesurées sont assez proches.

Comme pour les essais œdométriques, une valeur de σ'_p plus forte serait souhaitable pour valider le modèle théorique de manière plus satisfaisante. Un sol avec une contrainte de consolidation plus forte permettrait par ailleurs de construire un remblai plus haut afin d'obtenir des mesures plus significatives.

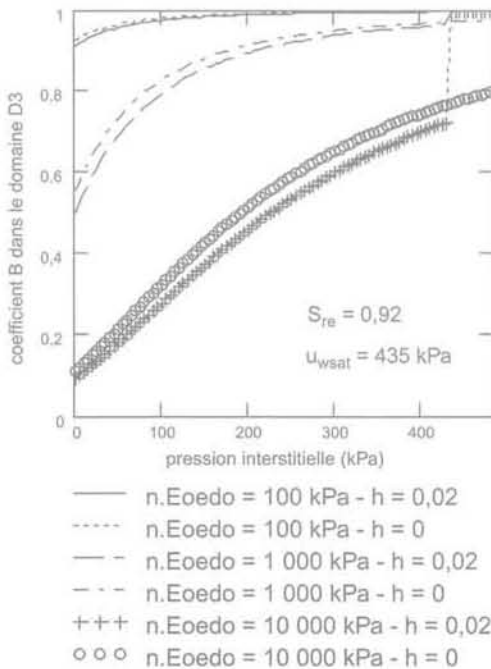


FIG. 25 Abaqués de calcul du coefficient B en fonction de u_w pour $S_{re} = 0,92$ (domaine D3).
Abacus for coefficient B calculation as a function of u_w with $S_{re} = 0,92$ (D3 domain).

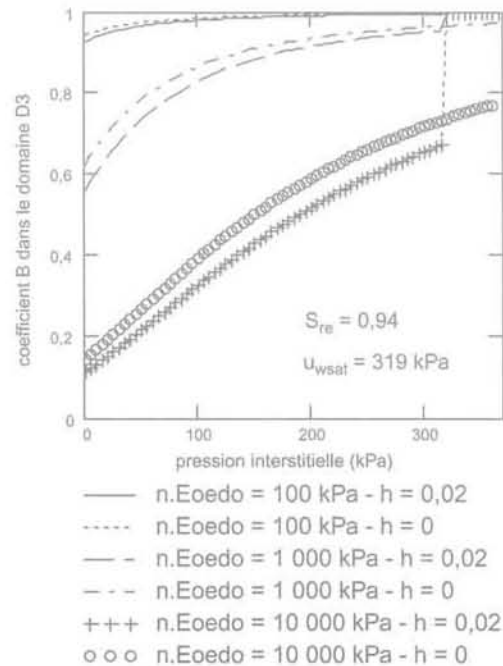


FIG. 26 Abaqués de calcul du coefficient B en fonction de u_w pour $S_{re} = 0,94$ (domaine D3).
Abacus for coefficient B calculation as a function of u_w with $S_{re} = 0,94$ (D3 domain).

- u_w : pression interstitielle ;
- $n.E_{oedo}$: produit de la porosité et du module œdométrique tangent.

Les figures 25, 26 et 27 présentent les abaques de calcul de B en fonction de u_w pour différentes valeurs de S_{re} . Les abaques sont donnés avec ($h = 0,02$) ou sans ($h = 0$) prise en compte de la loi de Henry.

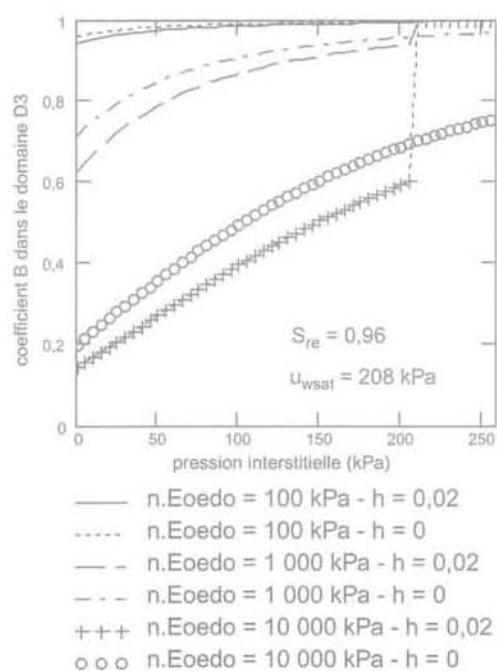


FIG. 27 Abaques de calcul du coefficient B en fonction de u_w pour $S_{re} = 0,96$ (domaine D3). Abacus for coefficient B calculation as a function of u_w with $S_{re} = 0,96$ (D3 domain).

Ces abaques montrent que la valeur de B n'est pas très influencée par la prise en compte ou non de la loi de Henry, sauf lorsqu'elle conduit à passer dans le domaine D4 (sol saturé - plus de bulles d'air).

Exemple d'application

Soit une argile raide ayant les caractéristiques suivantes :

$$C_c = 0,2, C_s = 0,02, e = e_0 = 0,7, \sigma'_{v0} = 30 \text{ kPa}, u_w = 30 \text{ kPa}, S_{re} = 0,92$$

On obtient :

- domaine surconsolidé :

$$n.E_{oedo} = \frac{e}{1+e} \cdot \frac{(1+e) \cdot \sigma'_v \cdot \ln(10)}{C_s} = 2418 \text{ kPa}$$

$B \approx 0,4$ (d'après la figure 25)

- domaine normalement consolidé :

$$n.E_{oedo} = e \cdot \frac{\sigma'_v \cdot \ln(10)}{C_c} = 242 \text{ kPa}$$

$B \approx 0,9$ (d'après la figure 25)

On observe, comme déjà évoqué dans les chapitres précédents, que la valeur de B dans le domaine surconsolidé peut être très inférieure à 1.

4.2

Domaine D2

Dans le domaine D2 où se développent les succions, il est également possible de calculer le coefficient B en fonction du produit $n.E_{oedo}$. La figure 28 donne un exemple d'abaque pour :

- $S_{re} = 0,94$;
- $s_{air} = 300$ kPa et $S_{r,air} = 0,93$ (succion d'entrée d'air et degré de saturation à l'entrée d'air).

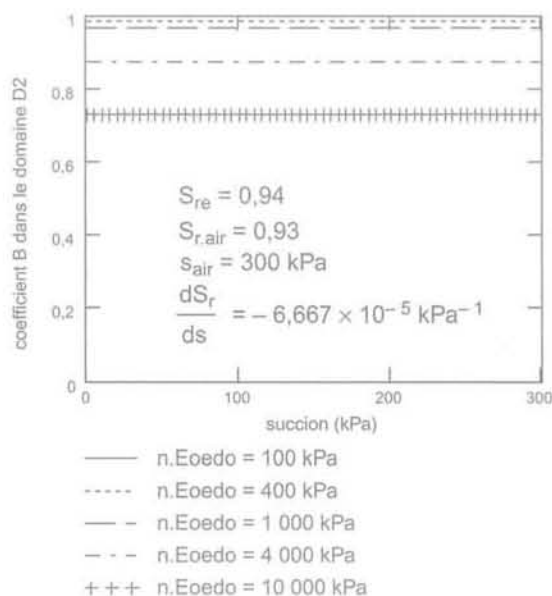


FIG. 28 Abaques de calcul du coefficient B en fonction de u_w pour $S_{re} = 0,94$ (domaine D2). Abacus for coefficient B calculation as a function of u_w with $S_{re} = 0,94$ (D2 domain).

On observe que le coefficient B diminue lorsque $n.E_{oedo}$ augmente.

Nous ne présentons pas d'autres abaques dans le domaine D2 car, pour l'instant, le modèle n'a pas pu être validé avec des essais.

5

Conclusion

Dans cet article, nous avons développé une théorie sur le rôle de l'air occlus dans le fluide interstitiel pour le calcul des tassements ou gonflements instantanés. Elle permet d'établir une relation entre le degré de saturation S_r et la pression d'air u_a , qui peut être supposée égale à la pression interstitielle u_w sous la nappe ($u_a = u_w$). Nous l'avons alors testée sur des essais et mesures *in situ* réalisés dans des conditions de « recherche » (remblai de Saint-André-de-Cubzac, LCPC).

Il apparaît que les prévisions théoriques (tassements et surpressions interstitielles) sont en accord avec les mesures dans le cas des pressions interstitielles initiales positives (calcul sous la nappe). Cependant, le contrôle de la théorie sur d'autres essais doit être effectué et en particulier sur des sols ayant un σ'_p plus marqué. Par ailleurs, ce modèle met clairement en évidence que la génération des surpressions interstitielles sous un chargement (ou un déchargement) dépend du degré de saturation initial et de la raideur du sol. A cet effet, nous proposons dans le dernier chapitre des abaques permettant de déterminer le coefficient $B = \Delta u / \Delta \sigma$ en fonction du module du sol, de la porosité et du degré de saturation à pression interstitielle nulle (S_{re}).

Cette théorie permet de prévoir la composante instantanée du tassement ou du gonflement. Cette composante n'étant pas du tout négligeable dans les sols surconsolidés, la prédiction des temps de consolidation

sous les remblais ou bien dans les déblais peut être grandement améliorée. Cependant, les développements théoriques pour des suctions inférieures à la succion d'entrée d'air (s_{air}) restent à valider sur des essais. On peut par exemple réaliser des essais œdométriques à drainage fermé à différentes suctions initiales. Par ailleurs, la connaissance de la courbe caractéristique $S_r(s)$ est nécessaire (relation entre le degré de saturation et la succion). La mesure précise du degré de saturation est cependant délicate. Dans ces conditions, il serait souhaitable d'utiliser des fonctions à deux paramètres donnant $S_r(s)$ pour effectuer des calages indirects de la fonction $S_r(s)$ sur les mesures expérimentales. Des mesures directes très précises du degré de saturation pourraient ainsi être évitées. A titre d'exemple de fonction $S_r(s)$, on peut citer la relation suivante proposée par Lloret et Alonso (1985) : $S_r(s) = 1 - m.tanh(n.s)$.

Bibliographie

- Alonso E.E., Gens A., Josa A. – « A constitutive model for partially saturated soils ». *Geotechnique* 40, 1990, p. 405-430.
- Atwa M., Leca E., Magnan J.P. – *Analyse de la consolidation des sols autour des tunnels creusés dans l'argile*. Études et recherches des LPC, 2000.
- Biares J., Fleureau J.M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S. – « Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification ». *Revue française de géotechnique* 41, 1987, p. 63-71.
- Bishop A.W. – « The use of pore pressure coefficients in practice ». *Geotechnique* vol. 4, n° 4, 1954, p. 148-152.
- Delage P. – « Aspects du comportement des sols non saturés ». *Revue française de géotechnique* 40, 1987, p. 33-43.
- Delage P., Cui Y.J. – *L'eau dans les sols non saturés*. C301. *Traité Construction*, vol. C2, 2000.
- Delage P., Fry J.J. – « Comportement des sols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés ». *Revue française de géotechnique* 22, 2000, p. 17-29.
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. – « Stress state variables for unsaturated soils ». *ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division* 103 (5), 1977, p. 447-466.
- Fredlund D.G., Rahardjo H. – *Soils Mechanics for unsaturated soils*. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc., 1993, 517 p.
- Geiser F. – « Applicability of a general effective stress concept to unsaturated soils ». *Proceedings Unsaturated Soils for Asia*, Rahardjo, 2000, p. 101-105.
- Haghgou M. – *Étude du comportement d'un remblai expérimental sur sols compressibles*. Thèse présentée à l'Université Pierre-et-Marie-Curie, Paris VI, 1983.
- Hasan J.U., Fredlund D.G. – « Pore pressure parameters for unsaturated soils ». *Canadian Geotechnical Journal* 17, 1980, p. 395-404.
- Hilf J.W. – « Estimating construction pore pressure in rolled earth dams ». *Proceedings of 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, vol. 3, 1948, p. 234-240.
- Khalili N. – « Application of the effective stress principle to volume change in unsaturated soils ». *Proceedings Unsaturated Soils for Asia*, Rahardjo, 2000, p. 119-124.
- Khalili N., Khabbaz M.H. – « A unique relationship for c for the determination of the shear strength of unsaturated Soils ». *Geotechnique* 48, 1998, p. 681-688.
- Li X.L., Collin F., Radu J.P., Bolle A., Charlier R. – « Experimental and numerical studies on the mechanical behaviour of two quasi saturated fine soils ». *Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering*, Istanbul, vol. 1, 2001, p. 597-600.
- Lins A.H.P., Sandroni S.S., Sills G.C. – « An experimental analysis of the development of pore-water pressure in an unsaturated compacted soil ». *Proceedings of the 1st Conference on Unsaturated Soils*, *Unsat' 95*, Paris, vol. 2, 1995, p. 759-764.
- Lloret A., Alonso E.E. – « State surfaces for partially saturated soils ». *Proceedings 11th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng*, San Francisco, 2, 1985, p. 557-562.
- Magnan J.-P., Dang M.T. – « Étude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé ». *Bulletin de liaison des LPC*, n° Spécial VI F, 1977, p. 129-137.
- Magnan J.-P., Mieussens C., Queyroi D. – *Étude de remblai sur sols compressibles : le remblai B du site expérimental de Cubzac-les-Ponts*. Rapport de recherche LPC n° 127, 1983.
- Modaressi A., Abou-Bekr N. – « Unified approach to model partially saturated and saturated soil ». *Proceedings of the 8th International Conference On Computer Methods and advances in Geomech*, Morgantown, 1994, p. 1507-1513.
- Norme NF P 94-074 – *Essais à l'appareil triaxial de révolution*. AFNOR, Paris.
- Nagaraj T.S., Miura N. – *Soft Clay Behaviour, analysis and assessment*. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G., Diamond S. – « Pore size distribution studies ». *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.* 97, 1971, p. 771-787.
- Tavenas F., Leroueil S. – « The behaviour of embankments on clay foundations ». *Canadian Geotechnical Journal* 17, 2, 1980, p. 236-260.
- Zerhouni M.I., Gérard C., Fleureau J.M. – « Étude du retrait de deux sols argileux naturels ». *Actes du colloque Magi'50*, Vandœuvre, 1998, p. 15-20.