

INTERPRETATION ELASTIQUE DE L'ESSAI PRESSIOMETRIQUE DANS LES ARGILES EN CONDITION NON DRAINE NON SATURE

ELASTIC INTERPRETATION OF PRESSUREMETER TEST IN CLAY WITH UNDRAINED UNSATURATED CONDITIONS

Jacques MONNET¹, Luc BOUTONNIER², Dino MAHMUTOVIC²

¹ *Gaiatech, Seyssinet, France*

² *EGIS Géotechnique, Seyssins, France*

RÉSUMÉ – L'essai pressiométrique en condition Non Drainée est souvent interprété en contrainte totale ce qui ne permet pas d'atteindre les caractéristiques mécaniques fondamentales du sol. L'article considère l'essai en condition Non Saturé Non Drainé et prend en compte l'effet de la succion ou de la surpression interstitielle pour une meilleure interprétation.

ABSTRACT – The Undrained pressuremeter test is often interpreted in total stress conditions which does not allow finding the fundamental mechanical characteristics of the soil. The paper considers the test in Unsaturated Undrained condition and takes into account the effect of suction or interstitial overpressure for a better interpretation.

1. Introduction

Cette étude a pour objet de résoudre le verrou théorique qui empêche de passer des mesures de grandeurs pressiométriques (E_M ; p_{LM}) jusqu'au grandeurs mécaniques fondamentales (E ; c ; Φ). Plus spécialement nous étudions les essais en condition Non Drainée qui sont très utilisés, mais interprété en contrainte totale jusqu'à présent Carter et al.(1986), Monnet et Chemaia (1994), Monnet (2016). Le fait de considérer l'essai en contrainte totale, ne permet pas d'atteindre les caractéristiques mécaniques fondamentales du sol, car l'effet de la succion ou de la surpression interstitielle est intégrée à la résistance mécanique du sol pour représenter l'essai dans un corps élastique équivalent.

Nous proposons dans cet article de prendre en compte la pression interstitielle et les contraintes effectives pour un sol Non Saturé Non Drainé. En effet, l'air occlus est la plupart du temps présent dans les sols naturels Boutonnier (2007a), Boutonnier et al.(2019a), et sa compressibilité conduit à un report partiel des contraintes totales isotropes sur le squelette lors d'une sollicitation non drainée, ce qui change de manière importante la réponse du sol sur une sollicitation non drainée. Dans l'interprétation du pressiomètre, ces phénomènes restent à prendre en compte. Ce document présente les développements théoriques et une validation sur modèle numérique dans le cas de l'élasticité linéaire. C'est une première étape pour interpréter différemment et plus précisément l'essai pressiométrique.

2. Modèle théorique de comportement non drainé du sol autour du pressiomètre

2.1. Hypothèses

De nombreux auteurs comme Gras (2011) ou Salager (2007) ont mentionné l'existence de quatre zones de saturation, chacune ayant un comportement distinct. Cette hypothèse

est reprise dans la conception de notre modèle, principalement basée sur les travaux de Boutonnier (2007), repris et développés dans (Boutonnier et al., 2019b).

- Domaine D1: $s \geq s_{air}$ et $S_r \leq S_{rair}$

La phase gazeuse est continue dans le sol. Cet état donne une succion s supérieure à la succion d'entrée d'air s_{air} et un degré de saturation S_r plus faible que le degré de saturation à l'entrée d'air S_{rair} .

- Domaine D2: $s \leq s_{air}$ et $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$ et $u_w \leq 0$

Dans ce domaine, l'air libre disparaît. L'air est occlus dans le sol. L'air est en contact avec les particules du sol. La succion a pour effet d'augmenter la résistance des contacts interparticulaires. Le degré de saturation est supérieur au degré de saturation à l'entrée d'air S_{rair} mais inférieur au degré de saturation pour une succion nulle S_{re} .

- Domaine D3: $S_{re} < S_r < 1$ et $u_w > 0$

L'air est occlus dans l'échantillon de sol sous la forme de bulles en faible interaction avec le squelette. La tension capillaire n'a aucun effet sur les forces de contact entre les particules du sol. Nous considérons ici que D3 correspond au cas des pressions interstitielles positives avec un degré de saturation inférieur à 1.

- Domaine D4: $S_r = 1$

Il n'y a pas d'air à l'état gazeux dans le sol. Le sol est saturé. La limite entre D3 et D4 peut également être exprimée par la pression interstitielle qui permet la saturation du sol par dissolution de l'air dans l'eau.

Dans le cadre de cet article, nous nous intéressons aux domaines D2 D3 et D4.

2.2. Coefficient B de Skempton et compressibilité c_f du fluide interstitiel

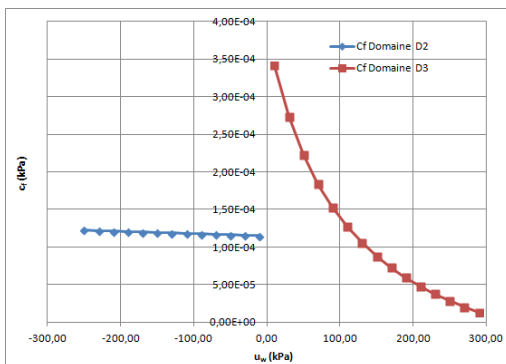


Figure 1: Evolution du coefficient de compression du fluide interstitiel c_f (eau+air occlus) calculé avec $S_{re}=0,96$, $S_{rair}=0.85$: dans le domaine D2 (gauche) avec S_r variant entre 0,90 et 0.96; dans le domaine D3 (droite) avec S_r variant entre 0.96 et 0,995

Dans l'essai triaxial Non Drainé, (Skempton, 1954) fait l'hypothèse (1) que la variation de pression interstitielle Δu_w se décompose en une variation Δu_i qui dépend de la contrainte moyenne et une variation Δu_d qui dépend du cisaillement. Il introduit notamment le coefficient B (2) reliant la surpression interstitielle Δu_i avec l'augmentation de pression moyenne Δp

$$\Delta u_w = \Delta u_i + \Delta u_d \quad (1)$$

$$\Delta u_w = B.[\Delta \sigma_3 + A.(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (2)$$

$$\Delta u_i / \Delta p = B = 1 / (1 + n. c_f / c_{sol}) \quad (3)$$

Dans le cas du sol Non Saturé, le fluide interstitiel est composé d'un mélange d'eau et d'air de compressibilité très différente. Cependant, en faisant l'hypothèse d'une homogénéité de l'air dans l'eau, on peut considérer celui-ci comme un fluide compressible équivalent. La définition du coefficient de compressibilité c_f du mélange eau interstitielle et bulles d'air peut être retrouvée en III.34 dans (Boutonnier, 2007a). Pour les sols Non Saturés il est obtenu par la dérivation du degré de saturation S_r selon la relation (4) qui est démontrée en 4.1 dans (Mahmutovic, 2016). Dans le domaine D2 Le coefficient de compressibilité c_f du mélange air+bulle résultant est quasi constant comme illustré sur la (Figure 1, gauche) et l'équation (5). Dans le domaine D3 il varie (Figure 1, droite) selon la relation (6) avec S_{re} degré de saturation à pression nulle, S_{rair} degré de saturation à

l'entrée d'air, u_{wair} succion d'entrée d'air correspondante, c_w compressibilité de l'eau, s_{bm} la succion de la vapeur d'eau saturante et h la constante de la loi de Henry (dissolution de l'air dans l'eau).

$$c_f = 1/S_r \cdot (dS_r)/(du_w) + c_w \quad (4)$$

$$c_f \approx -(S_{re} - S_{rair})/(S_r \cdot u_{wair}) + c_w \quad (5)$$

$$c_f = c_w + ((1 - S_r + h \cdot S_r)/(u_w + s_{bm} + P_a)) \quad (6)$$

2.3. Equilibre élastique linéaire effectif Non Drainé Non Saturé au pressiomètre

L'équilibre du prime élémentaire dans le plan horizontal s'écrit (7) avec la condition de surpression (8) avec le coefficient B_{pres} (9). Elle conduit à l'équation différentielle (10). Dans le cas du volume infini, cette équation ne donne aucune augmentation de la surpression interstitielle. Dans le cas du volume de sol fini, limité au rayon extérieur R_{max} la solution en déplacement devient (11), la contrainte effective radiale (13), la contrainte effective circonférentielle (14), la pression interstitielle (15) avec le coefficient de chargement C_{1ND} (16) qui dépend de la pression totale σ_{ra} appliquée au forage.

$$\sigma'_r - \sigma'_\theta + r \cdot d\sigma'_r/dr + r \cdot du_w/dr = 0 \quad (7)$$

$$u_w = -1/(c_f \cdot n) \cdot ((u \cdot du)/(r \cdot dr)) + u_{w0} \quad (8)$$

$$B_{pres} = 1/(1 + c_f \cdot n \cdot E_{oed}) \quad (9)$$

$$r \cdot \left[1 - \frac{B_{pres}}{1 - B_{pres}} \cdot \left(1 + \frac{u}{r} \right) \right] \cdot \frac{d^2u}{dr^2} + \left[1 - \frac{B_{pres}}{1 - B_{pres}} \cdot \left(1 + \frac{du}{dr} - \frac{u}{r} \right) \right] \cdot \frac{du}{dr} - \left[1 - \frac{B_{pres}}{1 - B_{pres}} \right] \cdot \frac{u}{r} = 0 \quad (10)$$

$$u = C_{1ND}/r - C_{1ND}/R_{max} = C_{1ND} \cdot (1/r - 1/R_{max}) \quad (11)$$

$$\epsilon_r = du/dr = -C_{1ND}/r^2 < 0 \quad (12)$$

$$\sigma'_r = 2 \cdot \mu \cdot C_{1ND}/r^2 + \lambda \cdot C_{1ND}/(r \cdot R_{max}) + K_0 \cdot \sigma'_v \quad (13)$$

$$\sigma'_\theta = -2 \cdot \mu \cdot C_{1ND}/r^2 + C_{1ND}/(r \cdot R_{max}) \cdot (\lambda + 2\mu) + K_0 \cdot \sigma'_v \quad (14)$$

$$u_w = (2 \cdot C_{1ND} \cdot (R_{max} - a))/(R_{max} \cdot (R_{max}^2 - a^2) \cdot n \cdot c_f) + u_{w0} \quad (15)$$

$$C_{1ND} = \frac{\sigma_{ra} - K_0 \cdot \sigma'_v - u_{w0}}{\left[\frac{2 \cdot \mu}{a^2} + \frac{\lambda}{a \cdot R_{max}} + \frac{2 \cdot (R_{max} - a)}{R_{max} \cdot (R_{max}^2 - a^2) \cdot n \cdot c_f} \right]} \quad (16)$$

2.4. Limite de stabilité des parois lors de la réalisation du forage à sec

Avant réalisation du forage, le sol se trouve dans un état anisotrope de contrainte (p'_0 , q_0) indiqué par les points initiaux (Ligne horizontale à q/p'_c 0,05, Figure 6) dans le plan (q, p) du Cam Clay et avec le coefficient des terres au repos K_0 . Ce rapport s'écrit (17). Lors de la réalisation du forage quand on décharge le sol radialement. La variation de contrainte effective radiale est alors obtenu en variation de σ'_r (17) et de la contrainte radiale σ'_θ (19). Le chemin de contrainte suivi au déchargement a une pente constante α (20), et la limite plastique d'équilibre du forage est donné par q_3 (21) indiqué sur la partie basse (Figure 6)

$$q_0/p'_c = 3 \cdot ((1 - K_0))/((1 + 2 \cdot K_0)) \cdot p_0/p'_c > 0 \quad (17)$$

$$\Delta\sigma'_r = 2 \cdot \mu \cdot \Delta C_{1ND}/r^2 + \lambda \cdot \Delta C_{1ND}/(r \cdot R_{max}) \quad (18)$$

$$\Delta\sigma'_\theta = -2 \cdot \mu \cdot \Delta C_{1ND}/r^2 + \Delta C_{1ND}/(r \cdot R_{max}) \cdot (\lambda + 2\mu) \quad (19)$$

$$\Delta q/\Delta p' = (\lambda + 2. \mu)/[2. (\lambda + \mu)] = \alpha \quad (20)$$

$$q_3 = -N\sqrt{(p'_3)(p'_c - p'_3)} = -\frac{2. \sin \phi_{cv}}{3 + \sin \phi_{cv}} \cdot \sqrt{p'_3(p'_c - p'_3)} \quad (21)$$

$$\frac{E_{ap}}{E} = \frac{R_{ap}}{R_{ap} - 1} \left[1 + \frac{\nu}{R_{ap} \cdot (1 - 2. \nu)} + \frac{2. (1 - \nu) \cdot (R_{ap} - 1)}{(1 - 2. \nu) \cdot R_{ap} \cdot (R_{ap}^2 - 1)} \cdot \frac{B_{pres}}{1 - B_{pres}} \right] \quad (22)$$

2.5. Surestimation du module élastique apparent par rapport au module effectif

Dans le cas du pressiomètre, la contrainte effective radiale au forage s'écrit selon l'équation (13) qui peut être traitée en variation, la déformation circonférentielle au forage s'écrit selon l'équation (12) qui peut aussi être traitée en variation ; le rapport de ces deux quantités est égal au double du module de cisaillement apparent ce qui permet de calculer la rapport entre le module élastique apparent du sol et le module élastique effectif par (22) avec $R_{ap}=R_{max}/a$.

3. Validation numérique du modèle analytique Non Drainé, Non Saturé

Le calcul Eléments Finis a été réalisé par Plaxis avec les paramètres (Tableau 1) en grandes déformations. Les conditions aux limites sont en conditions Non Drainé sans déplacement (Figure 2) avec un forage de 2,5cm de diamètre, pour 15cm de haut (dans un cylindre de 7,5cm de rayon) comme dans l'expérience de Anderson et al.(1987). Le maillage utilisé est affiné autour du forage. Les paramètres utilisés dans le calcul sont indiqués (Tableau 1). Certains paramètres (E_{oed} , K_f , c_{sol} , K_{sol}) sont superflus, mais portés dans le tableau pour une meilleure lisibilité. Le calcul permet de vérifier les différentes hypothèses utilisées dans la modélisation :

Tableau 1 : Les paramètres de calcul utilisés en validation avec Plaxis (EGIS)

		Cas du sol A	Cas du sol B
Pression au forage σ_{ra}	kPa	0 - 100 - 240 - 360	0 - 240 - 360
Rayon a	m	0.0125	0.0125
e_0		0,6	0,45
E	kPa	7428.5	74290
ν		0,3	0,3
E_{oed}	kPa	10000	100000
K_0		1	1
c_f	kPa ⁻¹	5.10^{-6}	1.10^{-4}
$K_f = c_f^{-1}$	kPa	200.10^3	10.10^3
c_{sol}	kPa ⁻¹	$1,615. 10^{-4}$	$1,615. 10^{-5}$
$K_{sol} = \lambda + 2/3. \mu$	kPa	6190	61908
B		0,984	0,342
S_r		0,96	0,999
R_{ext} ModèleEF	m	0.15	0.15
H_{ext} ModèleEF	m	0.15	0.15

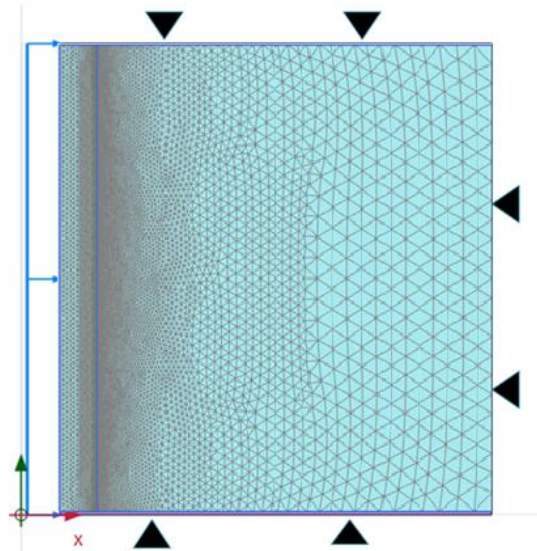


Figure 2: Le maillage utilisé et les conditions aux limites du calcul Plaxis

3.1. Pression interstitielle

Le calcul Plaxis a permis la validation de la relation (15) quand augmente la pression totale au niveau du forage. On remarque (Figure 3), la linéarité de la relation entre la pression appliquée au forage et la pression interstitielle ; le faible écart entre la pression interstitielle calculée numériquement par EF et le résultat théorique donné par la relation (15) ; la grande influence (Figure 4) du coefficient B sur la valeur de la pression interstitielle qui passe de 200kPa en moyenne pour $B=0.989$ et 360kPa appliqué au forage à 2,7kPa pour $B=0.342$ toujours avec le même chargement au forage, ce qui diminue u_w d'un facteur proche de 74.

3.2. Contraintes effectives radiales et circonférentielles

Dans l'analyse théorique, nous avons fait l'hypothèse d'une symétrie entre les

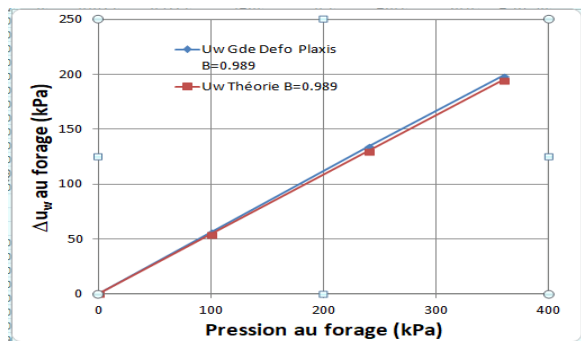


Figure 3: Comparaison des pressions interstitielles au forage en Grande Déformation en fonction de la pression totale appliquée au forage, $B=0.989$

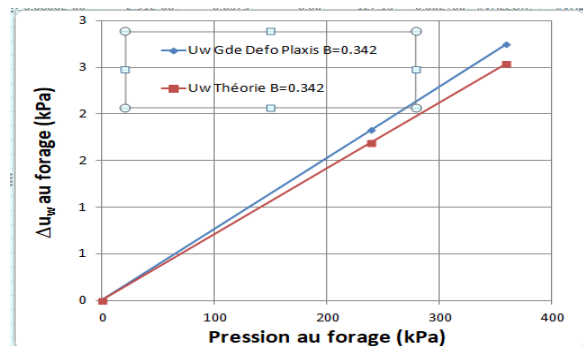


Figure 4: Comparaison des pressions interstitielles au forage en Grande Déformation en fonction de la pression totale appliquée au forage, $B=0.342$

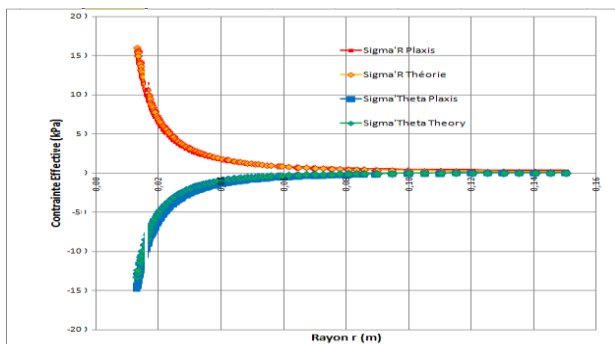


Figure 5: Comparaison des contraintes Effectives analytiques et numériques le long du rayon, pour une pression appliquée

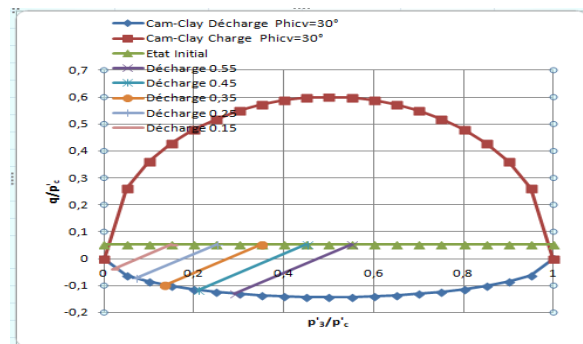


Figure 6: Chemin de contrainte suivi au déchargement du sol lors de la réalisation du forage à sec ($K_0=0.95$)

$\sigma_{ra} = 360\text{kPa}$, et pour $t=0\text{s}$ ($B=0.989$)

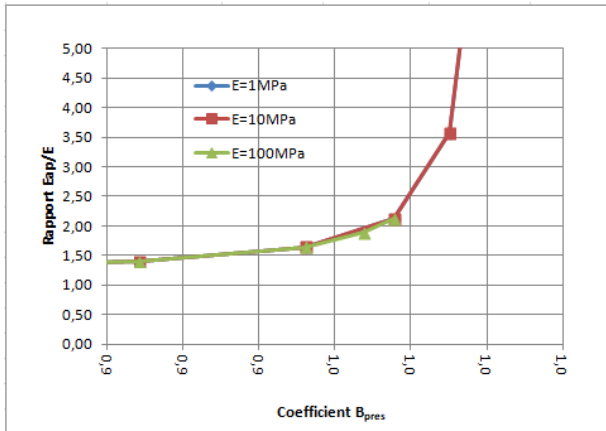


Figure 7: Facteur de surestimation du module de Young du sol fonction de B_{pres}

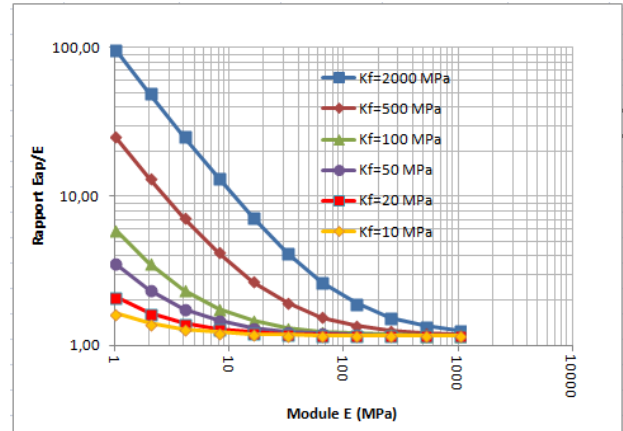


Figure 8: Facteur de surestimation du module de Young du sol en fonction de E ; pour différents K_f ; $\nu=0.3$

déformations radiales et circonférentielles. Le calcul Plaxis permet de montrer la validité de l'hypothèse de symétrie des contraintes effectives radiales et circonférentielles le long du rayon (Figure 5) et la faible différence (écart maximum de 20kPa) entre les contraintes du calcul Plaxis et de la Théorie . A noter que dans le calcul Plaxis la valeur de p_0 est nulle.

3.3. Stabilité des parois lors de la réalisation du forage à sec

Si on suppose un essai réalisé dans un état de contrainte verticale effective de 200kPa (10m de profondeur), sans pression d'eau interstitielle, et qu'on décharge le sol horizontalement jusqu'à une pression totale nulle au forage, la théorie donne les résultats suivants (Tableau 2) en terme de contrainte effective, verticale, radiale et circonférentielle. On voit bien (Tableau 2, col.6) que la succion augmente en fonction du déchargement. On remarque également que la contrainte verticale reste la contrainte majeure (Tableau 2, col.3) et que la contrainte radiale (Tableau 2, col.4) devient la contrainte mineure. Le critère Cam-Clay est donc à traiter dans le plan vertical entre σ'_z et σ'_r . Le chemin de contrainte suivi est indiqué (Figure 6).

Tableau 2 : Etat des contraintes effectives à la paroi du forage, dans le cas du déchargement horizontal lié au creusement du forage pour le sol A

Pression au forage (kPa)	K_0	σ'_z (kPa)	σ'_r (kPa)	σ'_θ (kPa)	s (kPa)
100	0,429	200	100,00	100,00	0,00
50	0,429	200	75,95	119,33	27,03
25	0,429	200	63,93	129,00	40,55
0	0,429	200	51,90	138,67	54,07

3.4. Surestimation du module élastique apparent par rapport au module effectif

Pour un rapport R_{max}/a (Limite extérieure Non Drainée/Rayon du forage) égal à 12. On constate, un ratio de surestimation qui dépend seulement de trois variables ν , E_{pres} et R_{ap} ; plus le coefficient B_{pres} se rapproche de 1, plus la surestimation du module de Young du sol est importante ; plus les valeurs du module de Young effectif sont petites, et plus on se

déplace vers les grands ratio de surestimation, mais en restant sur la même courbe générale (Figure 7). Pour les modules supérieurs ou égaux à 100MPa, on a peu de surestimation (Figure 8).

4. Conclusion

En conclusion, le calcul de l'équilibre hydro-mécanique *Non Drainé et Non Saturé* (domaine D2 et D3) en élasticité linéaire a été résolu en petites déformations et grands déplacements pour un système avec conditions limites finies ou infinies.

L'hypothèse d'une élasticité linéaire conduit au premier ordre à une répartition uniforme de la pression interstitielle le long du rayon. Le modèle montre que la résolution élastique linéaire dans un volume de sol de dimension infinie ne présente pas d'intérêt pratique car il n'y a pas de variation de la pression interstitielle. Pour les grandes déformations, le calcul Plaxis montre une variation de pression interstitielle qui est du second ordre et peut être négligée. Dans ce cas, la pression interstitielle ne varie pas. Dans le cas des petites déformations, la variation de volume est nulle et la pression interstitielle ne varie pas. Le seul cas intéressant est le cas de l'essai dans un sol de dimensions finies qui montre l'existence de fortes variations de pressions interstitielles liées à la variation de volume moyenne du sol autour du pressiomètre.

Cette étude montre en première analyse que le module de Young apparent du sol Non Drainé et Non Saturé peut être largement surestimé sur un cycle de décharge-recharge au pressiomètre entre 1,5 et 10 fois quand la saturation du sol passe de 0,96 à 0,999 et le coefficient B passe de 0,34 à 0,98, c'est-à-dire passant du domaine D2 au domaine de saturation D3 et pour des modules élastiques inférieurs à 10MPa. Au delà de 1000MPa il n'y a plus de surestimation du module.

En terme de perspectives, la succion générée après réalisation du forage devrait permettre d'estimer la stabilité du forage. Il est possible de comparer le module effectif au module apparent calculé en contrainte totale en fonction de B et de la quantité d'air occlus.

Une hypothèse d'élasticité non linéaire en Non Saturé devrait permettre une analyse plus réaliste avec la possibilité d'une variation de contrainte moyenne et par conséquent d'une variation de pression interstitielle plus significative le long du rayon, comme observé sur des expérimentations. Les auteurs remercient le projet ARSCOP pour son soutien financier.

5. Bibliographie

- Anderson, W.F., Pyrah, I.C., Ali Faisal, H., 1987. Rate effects in Pressuremeter tests in clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE 113, 1344–1358.
- Boutonnier, L., 2007a. Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation. Cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse INPG Grenoble.
- Boutonnier, L., Bufalo, M., Dubreucq, T., Fry, J.-J., Lejeune, J.-M., Mahmutovic, D., 2019a. Conception et construction des ouvrages en sol fins - Enseignements du projet ANR Terredurable et retour d'expérience, Presses des Ponts. Presses de l'ENPC/LCPC, Paris.
- Carter, J., Booker, J.R., Yeung, S.K., 1986. Cavity expansion in cohesive frictional soils. *Géotechnique* 36, 349–358.
- Gras, J.-P., 2011. Approche micromécanique de la capillarité dans les milieux granulaires : rétention d'eau et comportement mécanique. Thèse, Université de Montpellier 2, Montpellier.

- Mahmutovic, D., 2016. Etude du comportement des sols proches de la saturation – validation numérique sur essais de laboratoire et ouvrages en terre. Université de Grenoble Alpes, Grenoble.
- Monnet, J., 2016. Les essais in situ en géotechnique, ISTE Edition. ed, Génie Civil et Géomécanique. 978-2-85978-522-2.
- Monnet, J., Chemaï, T., 1994. Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique* 15–26.
- Salager, S., 2007. Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique. Thèse, Université Montpellier 2, Montpellier.
- Skempton, A.W., 1954. The Pore-Pressure Coefficients A and B | *Géotechnique*. *Géotechnique* 4, 143–147.