

# INTERPRETATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE EN CONDITION NON DRAINÉE ET NON SATURÉE

## INTERPRETATION OF THE PRESSUREMETER TEST IN UNDRAINED AND UNSATURATED CONDITION

Jacques MONNET<sup>1</sup>, Luc BOUTONNIER<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Gaiatech, Seyssinet, France*

<sup>2</sup> *EGIS Geotechnique, Seyssins, France*

**RÉSUMÉ** – Cette étude explique l'apparition de la pression interstitielle dans l'essai pressiométrique, montre l'importance d'une interprétation des mesures en contrainte effective pour déterminer le module de cisaillement du sol; donne la valeur théorique du coefficient de Skempton B et valide enfin la théorie par comparaison avec un essai pressiométrique effectué dans l'argile de Londres à 20,6 m de profondeur.

**ABSTRACT** – This study explains the apparition of pore pressure in the pressuremeter test, shows the importance of an Effective interpretation of the measurements to determine the Effective shear modulus which can be 20 times lower than the one determine in Total pressure; gives the theoretical value of the Skempton coefficient B and finally validates the theory by comparison with an pressuremeter test performs in London clay at 20.6m depth.

### 1. Introduction

L'objectif de cette étude est de résoudre la barrière théorique qui empêche le passage des mesures de grandeurs pressiométriques aux grandeurs mécaniques fondamentales. Dans les sols fins, les essais pressiométriques sont le plus souvent Non Drainés et interprétés en contrainte totale (Carter et al. 1979), (Monnet and Chemaï 1994), (Cao et al. 2001). La prise en compte de l'essai en contrainte totale ne permet pas d'obtenir les caractéristiques mécaniques fondamentales du sol, car l'effet de la succion ou de la pression interstitielle est intégré dans la résistance du sol. De plus, les outils numériques dont disposent aujourd'hui les ingénieurs, possèdent des modèles théoriques plus sophistiqués que l'élasto-plasticité de Mohr Coulomb, qui permettent de prendre en compte tout ou partie du comportement suivants des sols pour les codes (Flac ; Plaxis ; ZSoil) :

- Écrouissage par cisaillement : HSM (Plaxis corp. 2021)
- Durcissement isotrope : HSM Small ; Cam Clay (Plaxis corp. 2021)
- Module de cisaillement variable vis-à-vis de la distorsion HSM small (Plaxis corp. 2021)

Dans ces modèles, il n'y a pas un seul module mais plusieurs modules, en fonction de la charge. Ainsi, comment l'essai pressiométrique peut-il être utilisé pour calibrer les modules des modèles ? C'est l'un des objectifs de cette étude, les moyens proposés étant la réalisation d'un essai pressiométrique finement interprété avec des cycles de chargement. Enfin, nous proposons dans cet article de considérer la pression interstitielle et les contraintes effectives pour un sol Non Drainé Quasi-Saturé. La notion de sol Quasi-Saturé correspond au fait qu'il y a très souvent, même dans les sols situés sous la nappe phréatique, une partie d'air qui est présente sous forme de bulles occluses à l'intérieur du squelette solide (Boutonnier 2007). La compressibilité de ce mélange eau-air occlus conduit à un transfert partiel des contraintes isotropes totales vers le squelette. Dans l'interprétation du pressiomètre, ces phénomènes doivent être pris en compte. Cet article s'appuie sur des développements théoriques validés sur un essai pressiométrique dans l'argile de Londres. À partir d'une étude antérieure (Monnet et al. 2022) nous développons

le modèle actuel, en prenant en compte l'élasticité non linéaire, qui explique l'apparition de la pression interstitielle (alors que le modèle d'élasticité linéaire ne permet pas d'augmenter la pression interstitielle pendant le cisaillement). Enfin, nous résolvons le comportement plastique avec une plasticité de Mohr-Coulomb. Ce texte expose les principes théoriques, les principaux résultats et les conclusions pratiques.

## 2. Etat de l'art

De nombreuses études ont été consacrées à l'interprétation de l'essai pressiométrique dans les argiles. Les principales recherches ont été réalisées avec pour hypothèses :

- Étude sous contrainte totale, c'est-à-dire sans séparer le rôle de l'eau interstitielle de celui du squelette solide. Des exemples de cette option de recherche incluent (Gibson and Anderson 1961), (Wroth and Windle 1977), (Monnet and Chemaâ 1994), (Arulrajah et al. 2011). Cet axe de recherche ne permet pas, lorsque la perméabilité est trop faible, de connaître l'état des contraintes effectives et donne des contraintes orthoradiales totales qui sont symétriques des contraintes radiales par rapport à  $p_0$  ce qui n'est pas exact.

- Comportement en contrainte totale, mais avec une limite plastique donnée par le modèle de Cam Clay sans expliquer l'origine de l'augmentation de la pression interstitielle, ni l'évolution du module de cisaillement  $G'$ . C'est le cas de plusieurs études numériques (Carter et al. 1979), (Silvestri and Abou-Samra 2012). Ces modèles ne prédisent pas une augmentation de la pression interstitielle en fonction du cisaillement, mais uniquement en fonction de la pression isotrope effective, qui ne varie pendant le cisaillement.

- Comportement en contrainte totale qui relie la pression totale au forage à sa déformation par une loi de puissance (Hughes and Whittle 2023) ; Cette dernière solution ne permet pas de connaître l'état de contrainte effectif, ni l'état de déformation en un point quelconque du rayon autour du manomètre

- Comportement en contrainte totale avec une élasticité Non-Linéaire (Habert and Burlon 2020). Cette recherche suppose une contrainte orthoradiale symétrique de la contrainte radiale par rapport à  $p_0$  ce qui n'est valable qu'en contrainte effective.

- Sol Quasi-Saturé et Non Drainé ; supposant initialement un comportement élastique linéaire du sol (Monnet et al. 2021). Cette première étape montre qu'il n'y a pas de génération de pression interstitielle dans un sol élastique linéaire. Pour cette raison, dans cette étude, nous supposons un module de cisaillement dépendant de la distorsion basée sur des travaux antérieurs (Santos and Correia 2001).

## 3. Bases théoriques

Nous utilisons la variation du module de cisaillement selon le modèle précédent (Santos and Correia 2001) car elle est souvent utilisée dans les projets d'ingénierie comme HSM Small (Plaxis corp. 2021) et elle permet de considérer un module dépendant de la distorsion qui est lié à l'augmentation de la pression interstitielle avec la déformation.

### 3.1. Différents états de saturation

De nombreux auteurs ont évoqué l'existence de 4 domaines de saturation, chacun ayant un comportement distinct. Cette hypothèse est reprise dans la conception de notre modèle en se basant principalement sur des travaux antérieurs (Boutonnier 2007). Le comportement d'un sol non saturé peut être classé en 5 domaines en fonction du degré de saturation :

- Domaine D0-Adsorption :  $s \geq s_{air}$  et  $S_r \leq S_{rres}$

Le sol est pratiquement sec ; Il ne reste plus que l'eau adsorbée autour des particules solides ; La succion est supérieure à la succion d'entrée d'air ; le degré de saturation  $S_r$  est inférieur au degré de saturation lié au régime d'adsorption  $S_{rres}$

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

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 et à un degré de saturation inférieur au degré de saturation lié à l'état d'entrée d'air.

- Domaine D2 : Air occlus avec succion :  $s \leq s_{air}$  et  $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$  :

Dans cette zone, l'air libre a disparu. L'air est occlus dans le sol considéré. La succion a pour effet d'augmenter les forces de contact intergranulaires

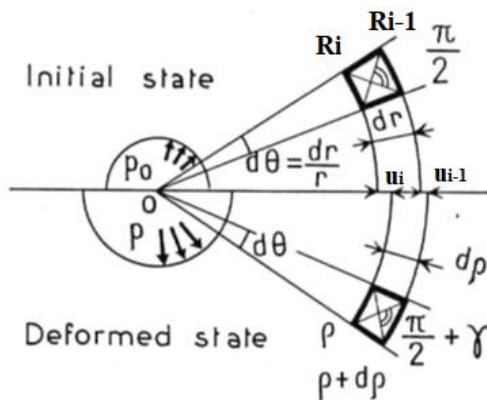
- Domaine D3 : Air occlus avec pression interstitielle :  $S_{re} < S_r < 1$  et  $u_w > u_{we}$  :

L'air est occlus dans le sol sous forme de bulles d'air pratiquement indépendantes du squelette. La succion capillaire, qui existe à la surface de chaque bulle, n'a aucun effet sur les forces de contact entre les grains du sol à l'échelle macroscopique. Ici, nous pouvons considérer que D3 correspond au cas de pressions interstitielles positives avec  $S_r < 1$ , ce qui équivaut à utiliser l'hypothèse  $u_{we} = 0$

- Domaine D4 : Saturation  $S_r = 1$  :

Il n'y a pas d'air gazeux dans l'échantillon de sol. Le sol est parfaitement saturé. La limite entre D3 et D4 peut également être exprimée par la pression interstitielle  $u_{wsat}$  pour laquelle  $S_r = 1$ .

### 3.2. Comportement élastique du squelette solide



**Figure 1:** Equilibre et déformation du prisme élémentaire dans le plan horizontal

Pour le chargement élastique vierge, nous utilisons les modèles d'écrouissage isotrope de (Plaxis corp. 2021), pour lesquels la relation cisaillement-déformation est une branche d'hyperbole (Duncan and Chang 1970). L'équilibre du prisme élémentaire (**Figure 1**) permet d'écrire (1), ce qui nous donne la distribution le long du rayon de la contrainte totale  $\sigma_r$  (2), de la contrainte radiale effective  $\sigma'_r$  (3), de la contrainte orthoradiale effective  $\sigma'_\theta$  (4), en supposant (Skempton 1954).

$$r \cdot d\sigma_r/dr + \sigma_r - \sigma_\theta = 0 \quad (1)$$

$$\sigma_r = a^2/r^2 \cdot (p - p_0) + p_0 \quad (2)$$

$$\sigma'_r = a^2/r^2 \cdot (p' - p'_0) + p'_0 \quad (3)$$

$$\sigma'_\theta = a^2/r^2 \cdot (p'_0 - p') + p'_0 \quad (4)$$

La solution théorique (2) (3) (4) est indépendante de  $G'$ . Pour le cycle, nous utilisons les travaux précédents de (Santos and Correia 2001) qui sont inclus dans le programme Éléments Finis (Plaxis corp. 2021).

### 3.3. Comportement élastique Non Drainé du sol

Une relation analogue à la relation de (Skempton 1954) peut être observée expérimentalement dans l'élasticité (**Figure 2**) pour le pressiomètre effectué dans l'argile de Londres, quand l'essai est suffisamment rapide pour être considéré comme étant Non Drainé. Dans l'essai pressiométrique, la contrainte radiale est la contrainte majeure, la contrainte orthoradiale est la contrainte mineure. Considérant une zone circulaire entre le rayon  $R_i$  et  $R_{i-1}$  (Figure 1). Cette zone circulaire se déforme sous l'action de la pression

pendant l'essai et sa variation permet de déterminer la variation de pression interstitielle (5) Veuillez noter que (5) est l'expression théorique du coefficient de Skempton  $B_{pres}$



**Figure 2:** Comportement élastique – Détermination de  $B_{pres}=0.925$  au chargement vierge et sur les 3 cycles

adapté au pressiomètre. Dans le test présenté (Figure 2), nous mesurons une valeur moyenne de  $B_{pres} = 0,925$  conformément à l'équation (5) et aux valeurs mesurées de  $c_f$ ,  $n$  et  $G'_s$ . La relation entre la contrainte totale et la contrainte effective peut également être obtenue (6)

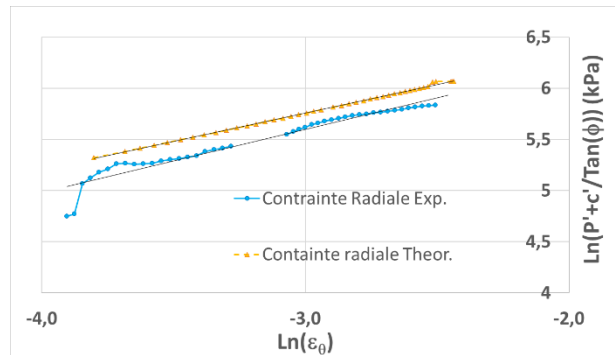
$$\delta u_{wi}/\delta \sigma_r = 1/(1 + c_f \cdot n \cdot G'_s) \quad (5)$$

$$= B_{pres}$$

$$\delta \sigma'_r = \delta \sigma_r (1 - B_{pres}) \quad (6)$$

### 3.4. Comportement plastique du squelette solide

Pour le comportement plastique, on utilise une analyse de Mohr-Coulomb, avec une cohésion  $c'$  et un angle de frottement  $\Phi'$ , qui donne le rapport de frottement  $N_f$  (7); la déformation plastique est régie par la dilatance  $\Psi$ , ce qui donne le rapport plastique  $n_e$  (8). L'équilibre du prisme élémentaire en contrainte effective est donné par (9). En notant la relation entre les contraintes effectives radiales et orthoradiales ainsi que la relation entre les rayons et les déformations, l'équation d'équilibre se transforme dans l'équation (15). La pente  $\gamma$  de la relation log-log (Figure 3) entre la contrainte effective corrigée au niveau du forage  $p'$  et la déformation orthoradiale au niveau du forage  $\varepsilon_{\theta a}$  est égale à (10). Cette pente est analogue à la pente  $\delta$  de relation (29) de (Monnet, 2012) avec  $c'/Tg\Phi'$  qui est ajouté à l'état de contrainte et une correction de  $(1-B_{pres})$  sur la déformation. Le rayon plastique  $b$  sépare la zone plastique proche du trou de forage de la zone élastique plus éloignée. L'équilibre en  $b$  est élastique et le critère de Mohr-Coulomb s'applique aussi. Il permet de déterminer les contraintes effectives (11)(12)(13) et la déformation (14) en  $b$ .



**Figure 3 :** Évolution de la contrainte effective en fonction de la déformation orthoradiale - essai dans l'argile de Londres à 20.6m

$$N_f = (1 - \sin\Phi')/(1 + \sin\Phi') \quad (7)$$

$$n_e = -(1 - \sin\psi)/(1 + \sin\psi) = -d\varepsilon_r^p/d\varepsilon_\theta^p \quad (8)$$

$$r \cdot d\sigma'_r/dr + r \cdot du_w/dr + \sigma'_r - \sigma'_\theta = 0 \quad (9)$$

$$\gamma = (1 - B_{pres}^p) \cdot (1 - N_f)/(1 + n_e) \quad (10)$$

$$\sigma'_{rb} = p'_0 \cdot (1 + \sin\Phi') + c' \cdot \cos\Phi' \quad (11)$$

$$\sigma'_{\theta b} = \sigma'_r \cdot N_f - 2 \cdot c' \cdot \cos\Phi'/(1 + \sin\Phi') \quad (12)$$

$$u_{wb} = B_{pres} \cdot (\sigma_{rb} - p_0) + u_{w0} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{\theta b} = (p'_0 \cdot \sin\Phi' + c')/(2 \cdot G'_{SB}) = -\varepsilon_{rb} \quad (14)$$

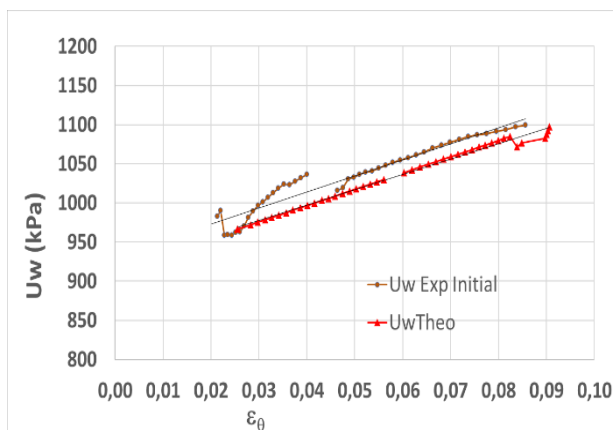
$$\text{Ln} \left( \frac{p' + c'/tg(\Phi')}{\sigma'_{rb} + c'/tg(\Phi')} \right) = (1 - B_{pres}^p) \cdot (1 - N_f)/(1 + n_e) \cdot \text{Ln}(\varepsilon_{\theta a}/\varepsilon_{\theta b}) \quad (15)$$

### 3.5. Comportement D3-Non Drainé du sol

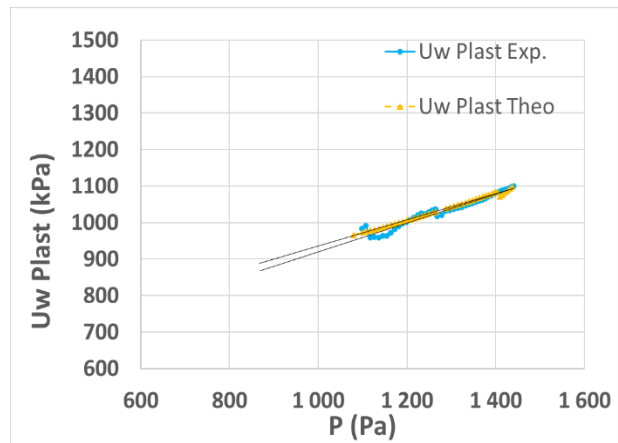
Pour simplifier les calculs théoriques, on suppose le comportement du fluide interstitiel avec un coefficient de compressibilité constant du fluide  $c_f$ . Le produit  $c_f.n$  est un facteur commun de la pression interstitielle. Étant donné que la valeur de la pression de fluage est connue (11) les valeurs correspondantes peuvent être mesurées au rayon plastique. La valeur du produit  $c_f.n$  peut être déduite de (16). En supposant  $n=0,4$  pour cette argile, on en déduit  $c_f=1.66.10^{-4} \text{ kPa}^{-1}$  qui correspond à un domaine D3 d' air occlus avec pression interstitielle, la compressibilité de l' eau seule étant  $c_w=4.2.10^{-7} \text{ kPa}^{-1}$

$$c_f \cdot n = \left( \frac{1}{B_{pres}} - 1 \right) / G'_{sb} \quad (16)$$

### 3.6. Comportement plastique-Non Drainé du sol



**Figure 4:** Plasticité Expérience & Théorie - Évolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation orthoradiale



**Figure 5:** Plasticité Expérience & Théorie - Évolution de la pression interstitielle en fonction de la pression totale

À partir des équations de la plasticité, on peut écrire (17)(18). La relation (17) donne la pente  $\beta$  de la relation linéaire entre la pression interstitielle et la déformation orthoradiale. La pression interstitielle augmente dans la phase plastique comme observé (Figure 4). D'autre part, la pente  $\beta$  (17) de la relation linéaire entre  $uw$  et  $\varepsilon_\theta$  permet de déterminer la dilatance  $\Psi$  qui est négative et indique une contraction. Dans le cas de l'argile de Londres, la contractance est  $-3,7^\circ$ .

La pente de la relation entre les pressions interstitielle et totale (**Figure 5**) peut également être calculée par (17) et (18) et donne à la valeur expérimentale  $B_{pres}^p=0,4$ .

$$\delta u_w = B_{pres}^p \cdot \delta \sigma_r = B_{pres}^p / (1 - B_{pres}^p) \cdot \delta \sigma'_r = -2 \cdot \sin \psi / [(1 + \sin \psi) \cdot c_f \cdot n] \cdot \delta \varepsilon_\theta^p = \beta \cdot \delta \varepsilon_\theta^p \quad (17)$$

$$B_{pres}^p = -\sin \psi / [(1 + \sin \psi) \cdot c_f \cdot n \cdot G'_s - \sin \psi] \quad (18)$$

## 4. Validation du modèle théorique

### 4.1. Etat initial – seuil plastique

Le forage a été réalisé avec la sonde Camkometer de 88mm de diamètre en auto-forage, avec une pression de boue pour remonter les déblais. On considère que l'état initial est atteint à l'intersection entre l'évolution linéaire de la pression interstitielle au début de l'essai (en dessous de  $p=373\text{kPa}$ , Figure 6) et la relation linéaire à l'état élastique (jusqu'à  $p=373\text{kPa}$ , Figure 6). Les valeurs de  $p_0=373\text{kPa}$  et  $uw_0=328\text{kPa}$  correspondent à cet état. Il est à noter que pour l'essai pressiométrique effectué dans l'argile de Londres à

une. profondeur de 20,6 m la contrainte verticale totale est estimée à 412 kPa, et comme la nappe phréatique est à 3 m de profondeur, la pression interstitielle initiale devrait être de 176 kPa. La différence entre la pression interstitielle théorique et expérimentale est liée à la pression de boue nécessaire au relèvement des cuttings du trou de forage.

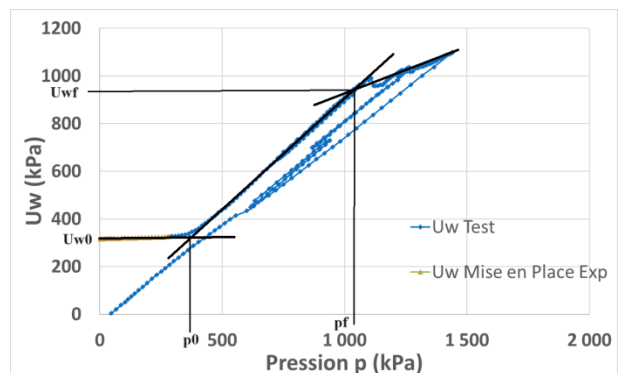
Le seuil plastique est déterminé. par l'intersection entre la relation élastique linéaire entre la pression interstitielle et la pression totale (inférieure à  $p = 1050$  kPa, Figure 6) et le comportement plastique linéaire entre la pression interstitielle et la pression totale (depuis  $p = 1050$  kPa,  $u_{wf}=951$  kPa, Figure 6).

#### 4.2. Module de cisaillement effectif – chargement cyclique

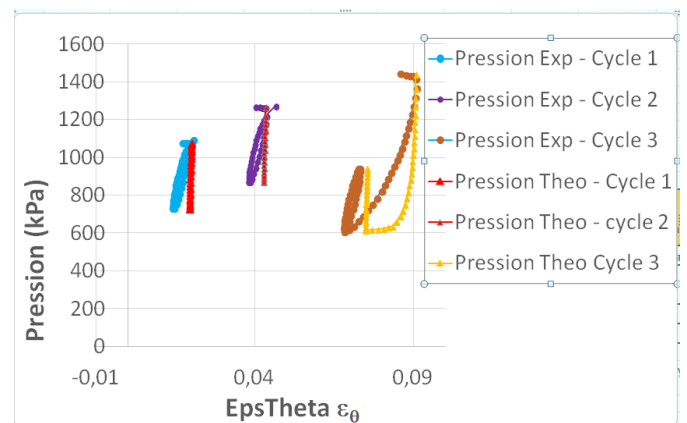
Le comportement cyclique est régi par le modèle HSsmall (Plaxis corp. 2021). La détermination des paramètres se fait par étalonnage du module de cisaillement sécant le long de la distorsion et par contrôle du comportement théorique par rapport à l'expérience dans la relation cyclique entre la pression totale et la déformation (Figure 7). Les paramètres sont indiqués (Tableau 1). Les modules de cisaillement sont indiqués (Tableau 2). Nous observons une boucle d(hystérésis proche de l'expérience sur les trois cycles.

**Tableau 1 :** Paramètres utilisés en validation numérique de l'essai pressiométrique

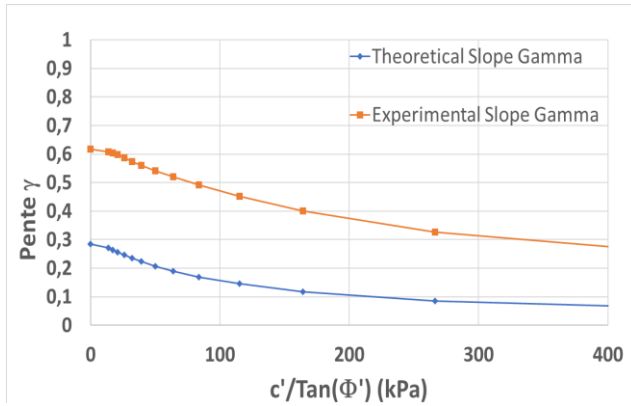
$e_0$	Indice des vides initial	0.667
$s_z$	Contrainte verticale	458 kPa
$p_0$	Cont horizontale repos	376 kPa
$p'_0$	Cont Eff. horiz. repos	45 kPa
$c'$	Cohesion	37 kPa
$F'$	Angle de frottement	22°
$\gamma$	Dilatance	-3.7°
$G'_0$ Ref	Mod. Eff. cisail. initial	50000 kPa
$G'_{stat}$	Mod. Eff. sécant cis. stat. en grande déf.	2000 kPa
$G'_{50}$	Mod. Eff. cisaillement à 50% de résistance	6000 kPa
$G'_{tsu}$	Mod. Eff. tangent cis. stat. en grande déf.	1500 kPa
$e_{qL}$	Déf. orthoradiale pour $G_s=0.722.G_0$	0.0001
$e_{qb}$	Déf. orthoradiale en b	0.022
$n$	Coefficient Poisson	0.2
$c_f$	Coef. comp. eau+air	1.66E <sup>-04</sup>
$R_f$	Rapport de rupture	0.900
$B_{Pres}$	Coef. Skempton Pres.	0.925
$C_\gamma$	Coefficient de pente	4.4
$P_{Ref}$	Pression de référence	100 kPa
$u_{wo}$	pres. interstitielle initiale	328 kPa



**Figure 6 :** Expérience - évolution de la pression interstitielle en fonction de  $p$  –état initial : détermination de  $p_0=373$ kPa et  $u_{w0}=328$ kPa – seuil plastique  $p_f=1050$ kPa et  $u_{wf}=951$ kPa



**Figure 7 :** Expérience et Théorie : Contrôle du comportement cyclique sur les 3 cycles – Pression totales- déformation.



**Figure 8 :** Comparaison des pentes théoriques et expérimentales en relation linéaire Log-Log entre la pression effective et la déformation

### 4.3. Cisaillement et plasticité

La plasticité est définie par 4 paramètres ( $c'$  ;  $\Phi'$  ;  $\Psi$  ;  $C_\gamma$ ) Tout d'abord, la pression de fluage est déterminée par la variation de pente de la relation  $uw-p$  (Figure 6). Ce changement est obtenu pour notre test à  $u_{wb} = 951$  kPa,  $p_f = 1050$  kPa,  $p'_f = 99,5$  kPa et  $\varepsilon_{\theta b} = 0,02226$ . Comme l'expression théorique de  $p'_f$  est connue par (11), elle permet de trouver plusieurs paires de valeurs possibles ( $c'$  ;  $\Phi'$ ) ainsi que  $\varepsilon_{\theta b}$  (14) ce qui permet de déterminer  $G'_{sb}=1357$ kPa. Ici, nous avons choisi la valeur moyenne ( $c'=37$ kPa ;  $\Phi'=22^\circ$ ).

Les différentes pentes théoriques de cette relation ont été testées et une pente inférieure à la pente expérimentale a été trouvée. Les pentes théoriques et expérimentales en fonction de  $c'/\tan\Phi'$  ont été tracées (Figure 8). Comme nous avons négligé le phénomène dépendant du temps lorsque la pression varie (voir Figure 12, l'augmentation de la distorsion  $\varepsilon_\theta=0,085-0,090$  lorsque la pression interstitielle diminue entre  $u_w=1099-895$ kPa), nous introduisons un coefficient de correction de pente  $C_\gamma$  (27). Sa valeur est égale à 4,4.

$$\gamma = (1 - B_{pres}^p) \cdot (1 - N_f) / (1 + n_e) \cdot C_\gamma \quad (19)$$

### 4.4. Modules de cisaillement en contrainte totale ou effective

La mécanique des sols considère que le module de cisaillement ne dépend pas de la pression interstitielle et qu'il existe une égalité entre le module drainé et non drainé. Cette hypothèse est contredite par les mesures effectuées. Les paramètres de cisaillement liés aux différents niveaux de pression obtenus par les différentes méthodes usuelles sont comparés (Tableau 2) ; On peut voir que sur le chargement vierge, le module de cisaillement est plus fort quand il est calculé en contrainte totale que celui calculé en Effective dans un rapport de 20 (tableau 3 ; voir col.10, lin.2).

Sur le chargement cyclique, le module de cisaillement est plus fort en contrainte totale que celui calculé en contrainte effective, dans un rapport de 8 (Tableau 2, col.10, lin. 3-6)

Tableau 2 : Modules de cisaillement mesurés au pressiomètre

Variable	$G_s$ Vierge	$G_s$ Cycle	$G'_s$ Vierge	$G'_s$ Cycle	$G'_{ss0}$	$G'_{s50}$	$G'_{sFin}$	$G_s/G'_s$	$G_s$ Cycl/ $G_s$ Vierge
	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa		
Virgin-Load	14023		706		10904	7162	706	19.9	1.9
Cycle 1		25629		3001	20000		3001	8.5	4.3
Cycle 2		23350		3504	20000		3504	6.7	5.0
Cycle 3		29976		3998	20000		3998	7.5	5.7

#### 4.5. Vérification – évolution des déformations et contraintes le long du rayon

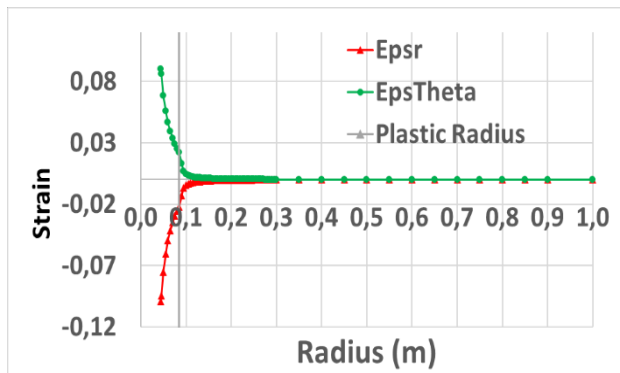


Figure 9 : Elasto-plasticité - Evolution des déformations – pression appliquée 1440kPa

Pour les déformations (**Figure 9**) il y a une symétrie complète des déformations en élasticité (pour les rayons supérieurs à  $b=0,092\text{m}$ ) et une symétrie presque complète en plasticité liée à la contractance au sol (pour les rayons inférieurs à  $b=0,092\text{m}$ ).

Si l'on considère les contraintes totales (**Figure 10**), il n'y a pas de symétrie des contraintes par rapport à  $p_0$ , étant donné l'influence de la pression

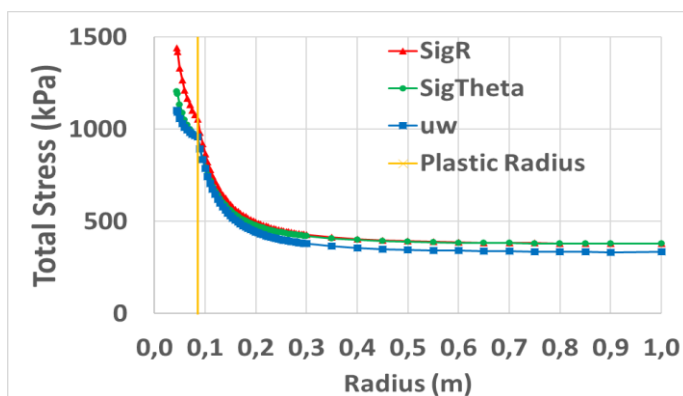


Figure 10 : Elasto-plasticité - Evolution des contraintes totales – pression appliquée 1440kPa

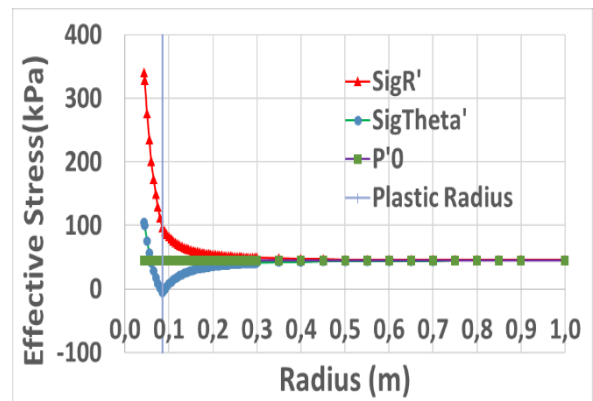


Figure 11 : Elasto-plasticité - Evolution des contraintes effectives – pression appliquée 1440kPa

Interstitielle. La pression interstitielle donne l'aspect général des courbes de contrainte.

Si l'on considère les contraintes effectives (**Figure 10**), il y a symétrie des contraintes par rapport à  $p'_0$ , étant donné l'influence de la pression dans la zone élastique ( $r>0.092\text{m}$ ). Pour la partie plastique ( $r<0.092\text{m}$ ), la contrainte radiale est fixée par la pression au forage et la contrainte orthoradiale suit l'évolution de  $\sigma'_r$  en fonction du critère de Coulomb.

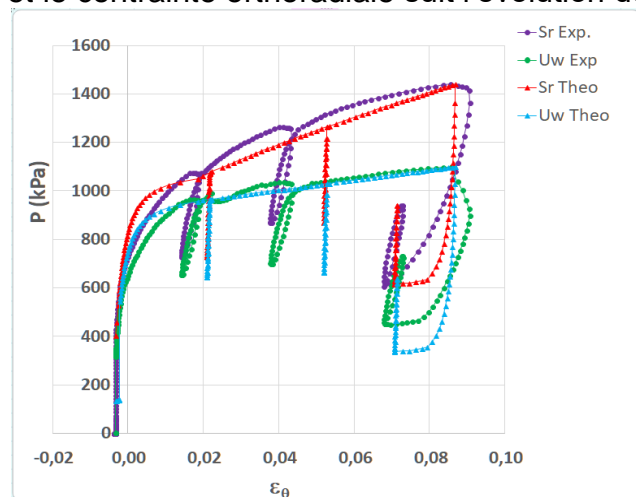


Figure 12 : Validation des résultats théoriques sur l'expérience – essai dans l'argile de Londres à  $20,6\text{m}$ ,  $\Phi=22^\circ$ ,  $c'=37\text{Pa}$ ,  $\Psi=-3.7^\circ$

#### 4.6. Validation – relation pression totale déformation et pression interstitielle déformation

Pour la partie élastique, entre  $p=404$  et  $p=1050\text{kPa}$ , la courbe théorique, (**Figure 12**, uw Theo : triangle bleu) est bien représentée par rapport à la courbe expérimentale (**Figure 12**, uw Exp : cercle vert), cycles compris. Il est à noter que sur les trois cycles réalisés, la pression interstitielle varie.

Dans le domaine plastique, le calcul est fait avec un angle de frottement et une cohésion selon les équations précédentes. Le comportement

expérimental n'est pas typique d'un sol cohérent, mais plutôt de celui d'un sol de frottement avec un angle  $\Phi$  de  $22^\circ$  avec une cohésion de 37kPa, avec une contractance de  $-3,7^\circ$ . On peut voir (**Figure 3**) la pente expérimentale de la relation  $\text{Log}(p'+c'/Tg(\Phi'))-\text{Log}(\varepsilon_\theta)$  qui est égale à la pente théorique, et (Figure 13) une bonne correspondance Théorie expérience sur la totalité de l'essai, y compris les cycles de déchargement-rechargement.

## 5. Discussion

Nous avons réalisé l'interprétation de l'essai pressiométrique dans des conditions non drainées, Quasi saturées avec un sol élasto-plastique en élasticité non linéaire, en négligeant la consolidation et le fluage du sol.

A l'état élastique, nous avons montré :

- Dans un travail antérieur (Monnet et al. 2021) avec l'hypothèse d'un sol élastique linéaire, il n'y a pas d'augmentation de la pression interstitielle avec le cisaillement.
- Dans le cas d'un sol élastique non linéaire, il y a une augmentation de la pression interstitielle lors du cisaillement sous pression ; Cette augmentation de la pression interstitielle est liée à la diminution de la fonction du module de cisaillement du sol de  $\varepsilon_\theta$ .
- Les contraintes totales orthoradiale et radiale ne sont pas symétriques vis-à-vis de  $p_0$ ,
- Les contraintes effectives orthoradiale et radiale sont symétriques vis-à-vis de  $p_0$
- La pression interstitielle varie linéairement en fonction de la pression totale avec  $B_{pres}$

• Le module de cisaillement non drainé est systématiquement plus fort que le module de cisaillement drainé (dans un rapport de 20 à la charge vierge et de 5 à la charge cyclique)

A l'état plastique :

- La pression de fluage est indiquée par la rupture de pente entre  $u_w$  et  $p$
- La pression interstitielle varie linéairement en fonction de la pression totale avec  $B_{pres}^p$
- La pression interstitielle varie linéairement en fonction de la déformation plastique, ce qui nous permet de déterminer la contractance  $\Psi$  ou la dilatance.,
- La pression de fluage effective est utilisée pour déterminer la paire  $(c', \Phi')$ ,
- La relation linéaire log-log entre la contrainte effective et la déformation au niveau de la déformation du forage est utilisée pour déterminer la paire  $(c', \Phi')$ ,
- La valeur moyenne de la paire  $(c', \Phi')$  est utilisée pour calculer une courbe de pression théorique en accord avec l'expérience pour les relations  $(p - \varepsilon_\theta)$  et  $(u_w - \varepsilon_\theta)$

## 6. Conclusions et perspectives

Cette recherche a montré l'importance de prendre en compte le couplage hydromécanique dans l'interprétation du pressiomètre. Les paramètres réels utilisés dans les modèles numériques sont très différents de ceux estimés en contrainte totale dans l'essai pressiométrique pour les sols fins dans une situation non drainée. De plus, la réponse du sol sous contrainte totale est très éloignée du comportement d'un sol élasto-plastique. Ainsi, l'utilisation de paramètres apparents qui ne prennent pas explicitement en compte la pression interstitielle semble être une approche inadaptée.

Pour le calcul des modules, les modules de cisaillement calculés avec les contraintes totales sont 5 à 20 fois supérieurs à ceux calculés avec les contraintes effectives.

Ce type d'essai, avec une interprétation approfondie, permet de calibrer une grande partie des paramètres nécessaires aux lois de comportement utilisées dans les modèles numériques élaborés (lois HSM, HSM Small)

D'autres actions de recherche seront entreprises pour tester cette nouvelle méthode d'analyse sur d'autres essais pressiométriques à différentes profondeurs et d'autres sols.

## **7. Références**

- Arulrajah, A., Bo, M.W., and Piratheep, J. 2011. In Situ Testing of Soft Soil at a Case Study Site with the Self-Boring Pressuremeter. *Geotechnical Testing Journal*,
- Boutonnier, L. 2007, October 23. 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.
- Cao, L.F., Teh, C.I., and Chang, M.F. 2001. Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis. *Géotechnique*, **51**: 323–334.
- Carter, J.P., Randolph, M.F., and Wroth, C.P. 1979. Stress and pore pressure changes in clay during and after the expansion of a cylindrical cavity. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*,: 305–322.
- Duncan, J.M., and Chang, C.Y. 1970. Non linear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, SM 5*: 1629–1653.
- Gibson, R.E., and Anderson, W.F. 1961, May. In-Situ measurement of Soil Properties with the pressuremeter. *Civil Eng. and Public Works Review*,: 615–618.
- Habert, J., and Burlon, S. 2020. Taking into account inhomogeneous distortion around the pressuremeter probe to determine shear modulus. *In ISC6*. Budapest.
- Hughes, J., and Whittle, R.W. 2023. High resolution pressuremeters - the measurement of small things. CRC Press - Taylor & Francis Group, Boca Raton.
- Monnet, J., Boutonnier, L., and Mahmutovic, D. 2021. Elastic interpretation of unsaturated Undrained pressuremeter tests in clays. *In 6th International Conference on Geotechnical and Geophysical site characterisation*. Budapest. p. p1.-7.
- Monnet, J., Boutonnier, L., Mahmutovic, D., and Ouedraogo, M. 2022. Improved interpretation of the pressuremeter test by taking into account the deformation of the membrane. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*,. doi:10.1080/19648189.2022.2062454.
- Monnet, J., and Chema, T. 1994. Etude théorique et expérimentale de l'équilibre élasto-plastique d'un sol cohérent autour du pressiomètre. *Revue Française de Géotechnique*,: 15–26.
- Plaxis corp. 2021. Plaxis Version 8 - Material Models Manual. Available from <https://communities.bentley.com>
- Santos, J.A., and Correia, A.G. 2001. Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependant shear modulus curve for soil. *In Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Istanbul. pp. 267–270.
- Silvestri, V., and Abou-Samra, G. 2012. Analytical solution for undrained plane strain expansion of a cylindrical cavity in modified Cam Clay. *Geomechanics and Engineering*,: 19–37.
- Skempton, A.W. 1954. The Pore-Pressure Coefficients A and B | *Géotechnique*. *Géotechnique*, **4**: 143–147.
- Wroth, C.P., and Windle, D. 1977, September. Use of Self boring pressuremeter to determine the undrained properties of clay. *Ground Engineering*,: 37–45.