

# INTERPRETATION D'ESSAIS PRESSIOMETRIQUES CYCLIQUES AVEC MESURE DE $u$ ET DISSIPATION, SITE DU LARIVOT

## LARIVOT SITE, CYCLIC PMT TEST WITH PORE PRESSURE MEASUREMENT AND DISSIPATION

Vincent SAVATIER<sup>1</sup>, Philippe REIFFSTECK<sup>2</sup>, Antoine PHILIPPE<sup>3</sup>, Michael PERONNE<sup>4</sup>

<sup>1</sup> EGIS, Balma, France

<sup>2</sup> Université Gustave Eiffel, GERS-SRO, Champs sur Marne, France

<sup>3</sup> EGIS, Lyon, France

<sup>4</sup> Jean Lutz SA, Jurançon, France

**RÉSUMÉ** – Cette communication présente l'interprétation d'essais pressiométriques cycliques avec mesure de pression interstitielle  $u$  et les dissipations réalisées sur le site du Larivot. En sol cohérent, les résultats d'essais sont conformes à la théorie pressiométrique. Les temps à 50% de dissipation sont en corrélation étroite avec ceux obtenus lors d'essai de dissipation menés avec le piézocône à proximité immédiate.

**ABSTRACT** – This paper shows an interpretation of cyclic pressuremeter tests with pore pressure measurement  $u$  performed at Larivot bridge site. In cohesive soils, the test results are in accordance with the pressuremeter theory. The times at 50% dissipation correlate closely with those obtained from dissipation tests performed using a piezocone in the immediate vicinity.

### 1. Introduction

L'expérience acquise lors d'essais au piézocône a montré que la mesure des pressions interstitielles lors des essais in situ est l'une des voies pour mieux comprendre et mieux accéder aux paramètres des sols (Lunne et al., 1997). Nous présentons dans cette communication avec l'éclairage de nouveaux essais in situ et du suivi des tassement l'interprétation des essais réalisés sur le chantier du Larivot et dont le déroulement est présenté dans Reiffsteck et al., (2022).

### 2. Comportement du sol lors de l'essai

#### 2.1. Dispositif d'essais et mode de chargement

Ce sondage de 32 m comprenant 21 essais pressiométriques avec mesures de pression interstitielle positionnés entre 8 et 30,5 m a été réalisé avec l'appareillage décrit dans Reiffsteck et al., (2022) et développé par l'entreprise Jean Lutz SA (Figure 1).

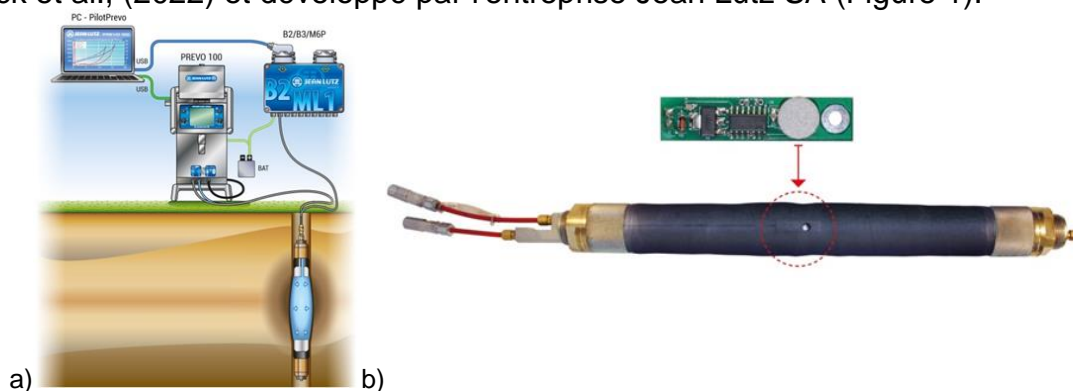


Figure 1. principe du système de mesure (a) appareillage complet (b) sonde

Il s'agit de sondes standards équipées à mi-hauteur de la cellule centrale d'une ou plusieurs cellules de pression interstitielle selon le schéma Figure 1b. Ce système permet de mesurer de manière fiable les variations de la pression interstitielle au contact du terrain lors de la réalisation d'un essai classique.

Le programme de chargement retenu dans cet article est celui défini dans Reiffsteck et al., (2022) : Il s'agit d'un essai à cycle de déchargement rechargement avec palier final à  $p_{diss} = 1.2.p_f$ . Puis, la pression et le volume de la sonde sont bloqués et la dissipation de pression interstitielle mesurée.

## 2.2. Résultat des essais

### 2.2.1. Essai à 11 m dans les argiles vasardes

Les graphes de cet essai sont donnés ci-après figure 2a et b. Figure 2a la courbe bleue est la pression corrigée de l'effet hydrostatique et de la résistance propre de la sonde selon la NF-ISO22476-4, la courbe rouge est le fluage. On identifie 5 phases dont les limites sont identifiées sur les figures 2 a et b. Figure 2b, la courbe verte (eau) est la pression brute exercée par la sonde sur le sol, la courbe rouge le volume injecté, la courbe bleue la pression interstitielle.

*Phase 1* : Entre les points 0 et 1, le volume de la sonde varie peu avec la montée de pression et la pression interstitielle est égale à la valeur obtenue lors du premier palier. Il s'agit de la phase pseudo-élastique de l'essai. Conformément à la théorie dans les argiles, la déformation du sol se fait à volume constant sans variation de la pression interstitielle.

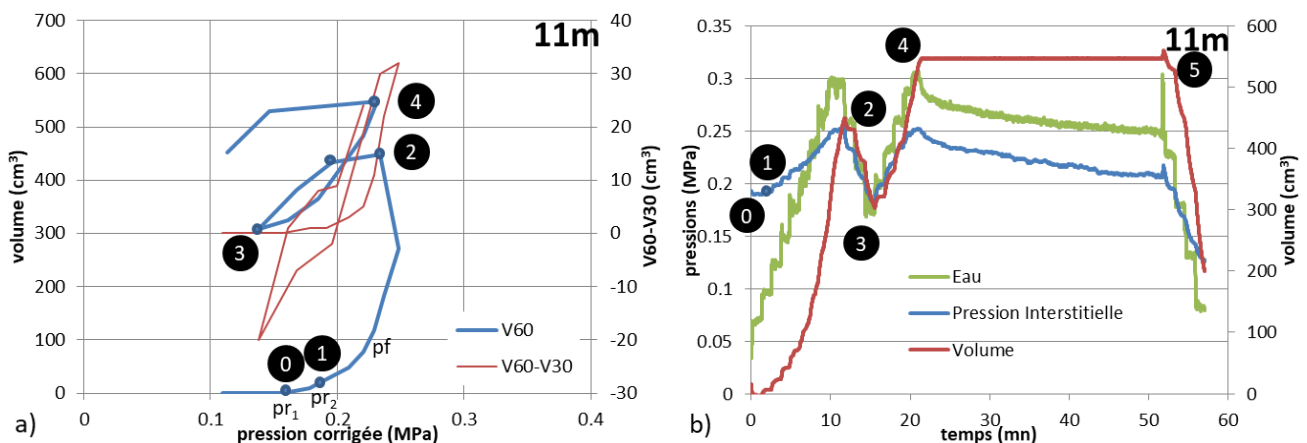


Figure 2. Essai PMT+U à 11 m (a) diagramme pression volume (b) pressions et volume en fonction du temps

- *Phase 2* : Entre les points 1 et 2, les déformations volumiques sont plus fortes et augmentent palier après palier avec une croissance des pressions interstitielles. Il s'agit de la phase plastique.
- *Phase 3 et 4* : Entre les points 2 à 3 et 3 à 4, il s'agit des paliers de déchargement-rechargement. Il y a une décroissance des pressions interstitielles au déchargement et remontée au rechargement (palier en phase plastique).
- *Phase 5* : Entre les points 4 et 5, dissipation. Le volume et la pression sont constants et la pression interstitielle décroît. Au-delà de 5, déchargement.

Pour cet essai, la zone plastique démarre pour une pression mesurée de 0,17 MPa et le cycle de chargement déchargement est compris entre les pressions brutes 0,17 et 0,3 MPa. La pression corrigée de dissipation se fait pour  $p_c = 0,23$  MPa (pression brute = 0,3 MPa) pour une pression de fluage  $p_f = 0,19$  MPa.

On peut remarquer que dans les terrains peu compacts et remaniés de cet essai, le contact sonde-terrain se fait pour un volume nul (déformation du terrain venant au contact de la sonde jusqu'à une pression d'équilibre). Pour ces essais, le fluage pendant le palier de  $2\Delta t$  précédant le cycle de déchargement rechargement est très important. Dans ce cas,  $p_{diss}$  se trouve en deçà de la courbe vierge donnant la pression limite  $p_\ell$ . Pour cet essai, le sol a subi un certain remaniement (souvent inévitable dans les argiles molles AV2).

### 2.2.2. Essais à 23m dans les sables argileux

Les graphes de cet essai sont donnés ci-après figure 3. Les représentations sont identiques à celle de l'essai à 11m. La phase de cycle (2-3 et 3-4) se trouve ici entre le point 0 et le point 1. Le cycle de chargement déchargement est donc fait dans le domaine élastique.

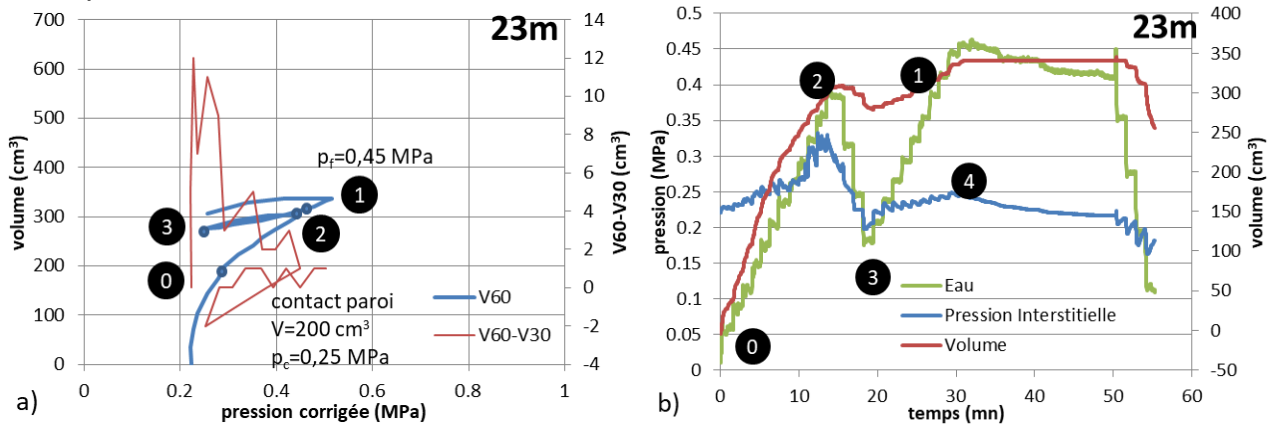


Figure 3. Essai (a) PMT+U essai à 23m de profondeur (b) pressions et volume en fonction du temps

Pourtant entre 0 et 2 les pressions interstitielles (courbe bleu figure 3b) croissent de 0,2 à 0,32 MPa. Ceci peut s'expliquer par l'existence d'une zone remaniée autour de la sonde. La probabilité de cette hypothèse est renforcée en remarquant qu'après le cycle de chargement déchargement, la pression interstitielle ne remonte pas au point 4 à la même hauteur qu'au point 2. Nous avons donc une montée de pression interstitielle de premier chargement qui se dissipe entre 2 et 4.

### 2.2.3. Les essais de dissipation

Les figures 4a et b donnent les dissipations réalisées à partir du point 4 défini ci-avant pour les deux essais détaillés précédemment.

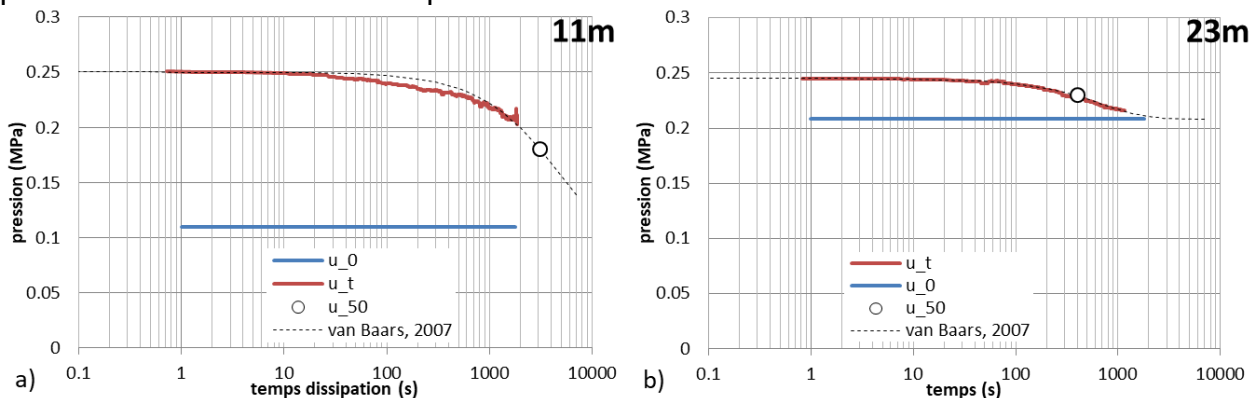


Figure 4: PMTu dissipation à (a) 11m et (b) 23 m

L'allure des dissipations est identique à celles obtenues au piézocône. Il faut noter que comme indiqué par Reiffsteck et al., (2002), lorsque le  $t_{50}$  n'a pas été atteint, il a été

extrapolé par la solution de l'équation de Van Baars et al., (2007). Les  $t_{50}$  obtenus sur l'ensemble des essais sont, dans les argiles, de 1500 à 3300 s et dans les sables argileux et sables de 1 à 400 s.

## 2.3. Interprétation des essais

### 2.3.1. Chemin de contrainte dans les argiles

Le figure 5 décrit les chemins de contrainte lors d'un essai dans les argiles molles.

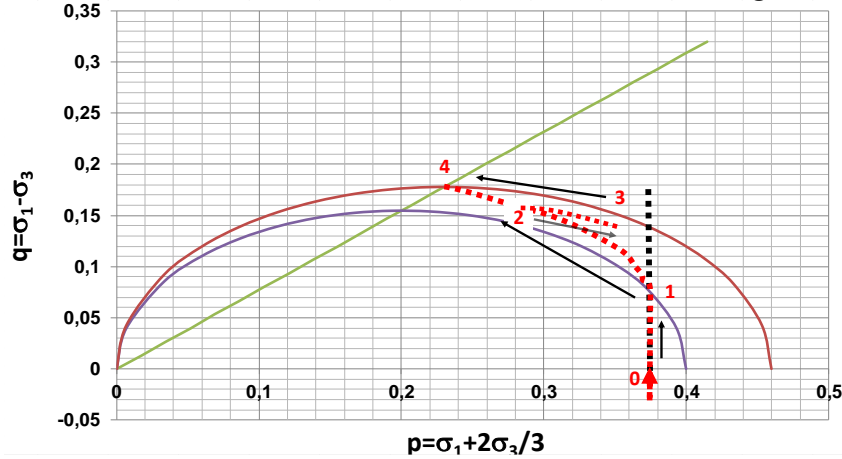


Figure 5: chemin de contrainte dans les argiles molles

Les notations sont les suivantes :  $p'_{mi}$  : pression effective moyenne du palier de chargement  $i$  ;  $u_i$  : pressions interstitielle au palier  $i$  ;  $n_i$  et  $e_i$  sont respectivement la porosité et l'indice des vides du palier  $i$  ;  $\frac{\Delta v}{v}$  : variation volumique d'un élément unité autour de la sonde pressiométrique ;  $\beta$  : compressibilité volumique de l'eau (  $\beta$  varie en fonction de la teneur en gaz de l'eau) pour l'eau pure  $\beta=4,2 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$  ;  $p_l^*$  pression limite nette ;  $m_v$  est le module de chargement sans dimension ;  $m_{vr}$  est le module de rechargement sans dimension ;  $S_u$  la cohésion non drainée du sol.

Entre 1 et 2, le chargement est de type plastique dans le domaine normalement consolidé la déformation entre 2 points est donc du type :

$$\frac{\Delta v}{v_0} = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} = -\frac{Cc}{1 + e_1} \cdot \left[ \log \left( \frac{p'_2}{p'_1} \right) \right] = \frac{1}{m_v} \cdot \left[ \log \left( \frac{p'_{m2}}{p'_{m1}} \right) \right] \quad (2)$$

La variation de pression interstitielle est  $u_2 - u_1$  avec une variation d'indice de porosité est  $\frac{n_2 - n_1}{n_1} = -\gamma_w \cdot \beta \cdot (u_2 - u_1)$ . Ce que l'on peut écrire en exprimant la porosité en fonction de l'indice des vides  $\frac{e_2 - e_1}{e_1 \cdot (1 + e_2)} = -\gamma_w \cdot \beta \cdot (u_2 - u_1)$  et si l'on suppose une variation d'indice des vides suffisamment faible pour que  $1 + e_2$  soit proche de  $1 + e_1$ , on a alors

$$\frac{e_2 - e_1}{(1 + e_1)} = -\gamma_w \cdot \beta \cdot e_1 \cdot (u_2 - u_1) \quad (3)$$

On a alors tous calculs fait entre 1 et 2,  $\frac{1}{m_v} = \frac{\gamma_w \cdot \beta \cdot e_1 \cdot (u_2 - u_1)}{\left[ \log \left( \frac{p'_{m2}}{p'_{m1}} \right) \right]}$  (4)

Avec :  $p'_{mi} = \left( \frac{2}{3} \cdot p'_i \right) + \frac{1}{3} \cdot (\gamma \cdot z_w + \gamma' \cdot (z - z_w))$  (5)

où  $z$  et  $z_w$  sont les cotes de calcul et de la nappe respectivement.

Entre 2 et 3, le déchargement est également de type plastique dans le domaine surconsolidé. On obtient alors par le même calcul :

$$\frac{1}{m_{vr}} = \frac{\gamma_w \cdot \beta \cdot e_2 \cdot (u_3 - u_2)}{\left[ \log \left( \frac{p'_{m3}}{p'_{m2}} \right) \right]} \quad (6)$$

Ces formules permettraient en théorie de calculer  $m_v$  et  $m_{vr}$  sous réserve de connaître  $e_1$  et de supposer la valeur de la compressibilité de l'eau  $\beta$  et la saturation des matériaux. Pour les essais disponibles, une détermination de  $m_v$  et de  $m_{vr}$  par cette méthode conduit pour la valeur de l'eau  $\beta = 4,2 \cdot 10^{-4} \text{ MPa}^{-1}$  (saturation totale) à des valeurs de  $m_v$  très faibles ( $10^{-6}$  à  $10^{-7} \text{ MPa}$ ) au lieu de 1,3 à 2,4 à partir des essais de laboratoires (poids volumique du sol valant  $\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$  et nappe à 1 m sous le TN). Cette divergence peut s'expliquer par une sur-estimation de la variation de  $u$  (sous-estimation de  $p'_{mi}$ ) et/ou par une sous-estimation de la compressibilité de l'eau par exemple du fait d'une prise en compte insuffisante de la présence de gaz dans le sol.

### 2.3.2. Modules drainés et non drainés

La détermination des modules sur les courbes vierges et les boucles a été réalisée selon Reiffsteck et al., (2022). Le modules pressiométrique Ménard est  $E_M$  (NF EN ISO 22476-4 §D.5.2) le module drainé  $E'_M$ . Celui de rechargement non drainé est  $E_R$  (NF P 94-110-2) et le drainé  $E'_R$ . Le calcul des modules drainés et non drainés est présenté dans Reiffsteck et al., (2022). L'examen de  $E_M$  et est  $E'_M$  confirme que ces deux modules sont proches. Les rapports  $E'_M/E_M$  sont ainsi compris entre 0,8 et 1,08 (identité à 20% près)  $E_M$  étant mesuré dans le domaine élastique sans variation de pressions interstitielle, on peut considérer que les essais où  $E'_M/E_M$  diffère de plus de 5% de 1 sont perturbés avec une valeur vraie du module pressiométrique plus proche de  $E'_M$ . On appelle  $E_M$  corrigé cette valeur. Concernant les rapports  $E_R/E_M$  corrigé, nous avons 2 types de comportement : Dans les argiles molles AV2  $E_R/E_M$  corrigé est dispersé et compris entre 0,91 et 1,65 avec une moyenne de 1,32 et un écart type de 0,6 ce qui est très inférieurs aux valeurs de la littérature ( $E_R/E_M = 3$  à 4 dans Combarieu et al., (2001)). Ces essais est représentés par l'essai de 11m donné ci-dessus. Pour ceux-ci où  $E_R$  est mesuré dans le domaine plastique et avec une plage de pression supérieure à la plage de mesure de  $E_M$ , les rapports  $E'_R/E_R$  sont de l'ordre de 2. Dans les sols sablo-argileux alluviaux (As3) et les altérites les rapports  $E_R/E_M$  corrigé sont de 3 à 6 ce qui est conforme à la littérature.

## 3. Corrélation avec les autres essais réalisés

### 3.1. Sondages à proximité

Les sondages à proximité du sondage pressiométrique (SPCYD-20 ) sont le sondage pressiométrique SP2D-20 avec essais pressiométrique jusqu'à 30m ; 5 Essais au piézocône PS3D-20, PS5D-20, PS6D-20, PS11D-20, PS12D-20 et un sondage scissométrique. Il faut remarquer que d'après la méthode de Savatier et al., (2012) les piézocônes montrent que les sols AV2 sont normalement consolidés. Le tableau 1 donne la position de ces sondages par rapport à SPCYD-20 :

Tableau 1. Sondages au voisinage de SPCYD20

Sondage	SP2D-20	PS12D-20	PS05D-20	PS06D-20	PS03D-20	PS11D-20	SCi2D20
X	348887,77	348890,37	348890,73	348909,30	348866,32	348870,25	348870,25
Y	541897,41	541897,92	541896,13	541879,11	541927,75	541931,30	541932,30
Z	2,36	2,35	2,35	2,27	1,87	1,83	1,83
D. (m) à SPCYD-20	0,82	1,84	2,52	27,67	37,60	38,49	39,37

### 3.2. Corrélations $S_u/q_t$ et $S_u/p_\ell^*$

La figure 6 donne d'une part, la contrainte totale de pointe  $q_t = q_c + (1 - 0,81) \cdot u_2$  en fonction de la cohésion non drainée  $S_u$  et d'autre part les corrélations entre la pression limite nette et  $S_u$  ( $u_2$  est la pression interstitielle mesuré à la base du cône du piézocône).

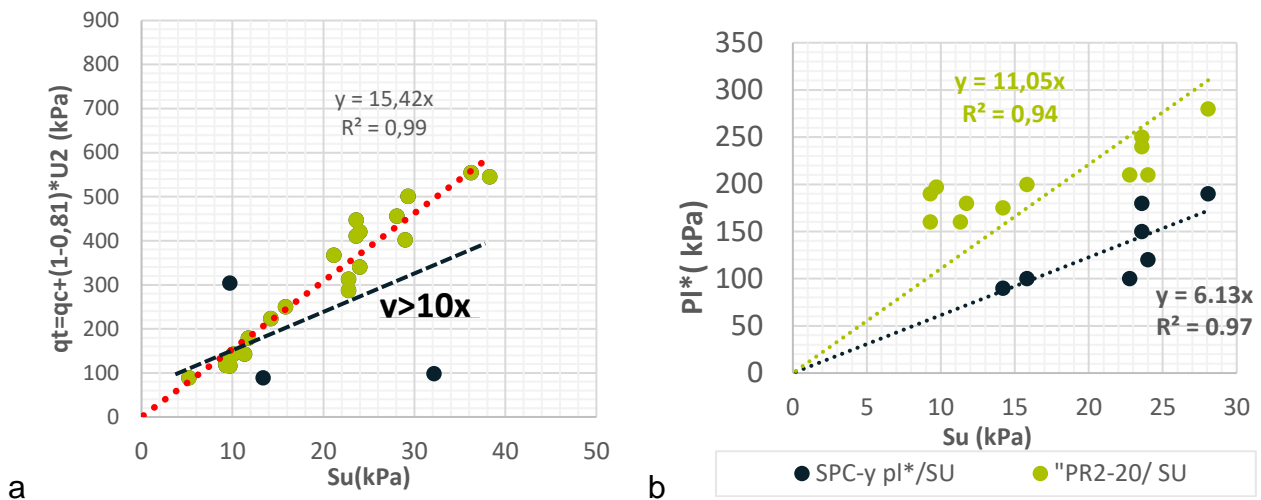


Figure 6. Corrélations de  $S_u$  avec la résistance à la pénétration et les essais réalisés avec mesure de  $u$

Si l'on écarte 3 points correspondant aux limites de couches et à des anomalies sableuses, on obtient une corrélation excellente avec :  $q_t = 15,4 \cdot S_u$  soit  $S_u = q_t/15,4$  avec un coefficient de corrélation  $R^2=0,99$ . Pour les pressions limites, les corrélations sont différentes pour SP2D-20 et pour SPCYD-20. Pour l'essai SP2D-20, la corrélation s'éloigne de ce qui est généralement constaté dans les argiles molles avec une certaine dispersion de  $R=0,94$ . Pour SPCYD-20, on a  $p_\ell^* = 6,13 \cdot S_u$  (au lieu de  $p_\ell^* = 5,5 \cdot S_u$  pour  $p_\ell^* < 0,3$  MPa de la littérature) et une faible dispersion ( $R^2=0,97$ ). Ces corrélations montrent une meilleure qualité de l'essai avec mesure de pression interstitielle par rapport aux essais pressiométriques déjà réalisés dans SP2D-20.

### 3.3. Corrélation $t_{50}$ CPTu et $t_{50}$ PMT

La figure 7 donne les dissipations du piézocône PS12D-20 à 10m (AV2) et 22 m (AS3).

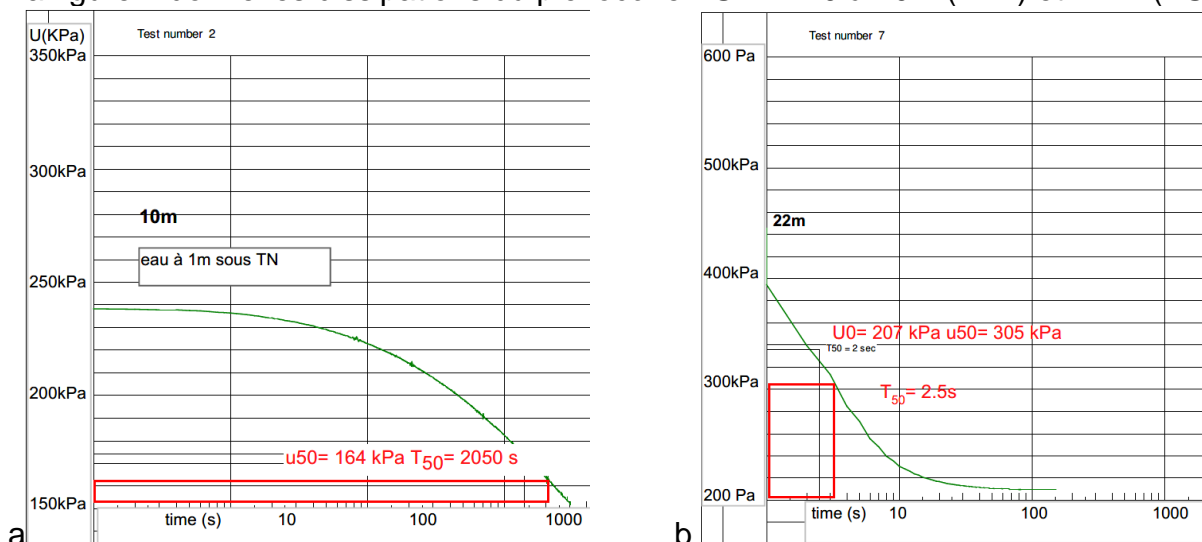


Figure 7: essais de dissipation au CPTu de PS12D-20 de 10 et 22m

La figure 8 étudie la corrélation entre les  $t_{50}$  mesurés sur PMTu et lors des piézocônes situés dans un rayon de 27m autour de ce sondage.

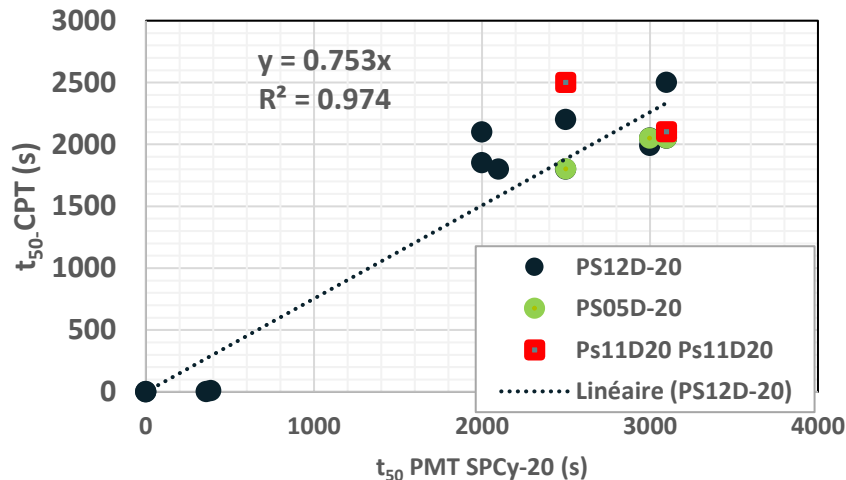


Figure 8: Corrélation entre le PMTu SPCYD-20 et les piézocônes

La corrélation entre les 2 types de dissipations est excellente avec une relation :

- Essais dans les sables AS3 :  $t_{50}^{CPT} = 0,753 \cdot t_{50}^{PMT+U}$   $R^2=0,97$
- Essais dans les argiles molles AV2 :  $t_{50}^{CPT} = 0,76 \cdot t_{50}^{PMT+U}$   $R^2=0,98$

#### 4. Comparaison avec les essais de laboratoire et l'instrumentation des remblais

Les sols AV2 étant normalement consolidés, nous les comparerons aux essais œdométriques radiaux en appliquant aux valeurs de du coefficient de consolidation radial  $C_r$  obtenues à partir des essais in situ un coefficient de 0,15 tel que prescrit par Campanella et al., (1998) pour ce type de sol. Nous appliquerons de plus un coefficient minorateur de 0,76 aux valeurs de  $C_r$  estimées à partir du sondage pressiométrique PMTu SCPYD-20 selon la corrélation ci-dessus.

La figure 9 donne les valeurs de  $C_r$  ainsi estimées selon Baligh et Levadoux dans Lunne et al. (1997) comparées aux essais œdométriques radiaux disponibles (nous avons recalé en altitude le premier essai de PSD05-20 pour tenir compte des variations de faciès constatées par ailleurs).

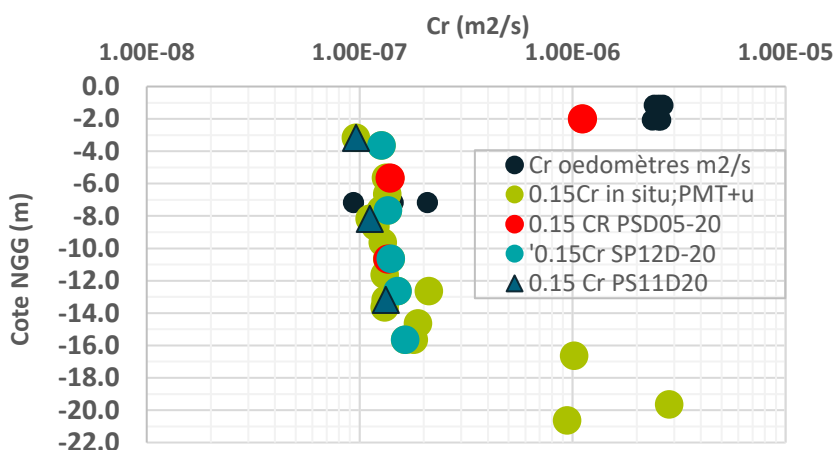


Figure 9: comparaison  $C_r$  des œdomètres  $C_r$  in situ

La correspondance les essais œdométriques à drainage radial et les essais in situ est bonne dans les argiles sableuses jusqu'à -2.5 NGG :  $C_r^{laboratoire} = 2,6 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  avec  $C_r^{in situ} = 1,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ . Elle est bonne dans les argiles caractéristiques des AV2 de -2.5 à -16 NGG:  $C_r^{laboratoire} = 1 \text{ à } 2 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  et  $C_r^{in situ} = 0,98 \text{ à } 2 \cdot 12 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$

Les mesures de vitesse de consolidation lors de l'instrumentation pendant la montée des remblais montre une correspondance moyenne avec ces résultats:  $C_r=3,2$  à  $3,5 \cdot 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s. Cette différence d'un facteur 3 s'explique probablement par la difficulté d'estimer le tassement initial lors d'une instrumentation dans un sol normalement consolidé.

## **5. Conclusion**

Les essais pressiométriques avec mesures de pression interstitielle permettent de détecter l'anomalie que constitue une variation de la pression interstitielle pendant la phase pseudo-élastique et de corriger ainsi le module pressiométrique Ménard dans ce cas. Les corrélations avec les mesures de cohésion montrent que les essais pressiométriques avec mesure de pression interstitielle sont de meilleure qualité que les essais classiques. Les dissipations de pression interstitielle ont une allure proche de celles réalisées à proximité immédiate lors des essais au piézocône et pour les argiles AV2 il existe une corrélation étroite :  $0,76 \cdot t_{50}^{CPT} = t_{50}^{PMT+U}$  coefficient de corrélation  $R^2=0,98$ . Après application de cette corrélation et de la correction proposée par Campanella et al., (1998), la corrélation avec l'instrumentation est acceptable, compte tenu des incertitudes d'interprétation de l'instrumentation dans les sols normalement consolidés et les remaniements possibles au prélèvement puis lors des essais en laboratoire.

## **6. Références bibliographiques**

- Campanella R.G. (1998) Interpretation and use of piezocone test data for geotechnical design, presses de l'UBC,
- Cassan M. (1987), Les essais in situ en mécanique des sols T.1. Ed. Eyrolles pp. 515-520.
- Cassan M. (2005) Essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols, pp 95-103.
- Combarieu O., Canepa Y. ; (2001). L'essai cyclique au pressiomètre, BLPC pp.37 à 43.
- Lunne T., Powell J.J.M., Robertson P.K., (1997) Cone penetration testing in geotechnical practice CRC Press, 352 pages ISBN 9780419237501
- Reiffsteck P., Savatier V., Karagiannopoulos P.G., et al., (2022). Essais d'expansion pressiométriques avec mesure de pression interstitielle- application au site du Larivot.
- Savatier V., Deluzarche R., Esteule I., Miralles J.-F., Lecoœur M., (2012) Variation du terme de pointe pénétrométrique avec la profondeur et détermination des paramètres de consolidation du sol. JNGG 2012
- Savatier V., Savatier M. (2016) Stress path during pressuremeter test and link between shear modulus and Menard pressuremeter in unsaturated soil, E-Unsat2016, DOI: 10.1051/e3sconf/20160909010