

## Utilisation du pressiomètre Ménard en Algérie : interprétation et application

### Use of Ménard Pressuremeter in Algeria: Interpretation & Application

R. Bahar

*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene, Alger, Algérie*

**RÉSUMÉ :** Cette communication présente les résultats d'essais pressiométriques de type Ménard réalisés sur différents sites algériens argileux dans l'objectif, d'une part, d'établir des corrélations entre les paramètres déduits de cet essai, et d'autre part, de prédire le comportement d'un pieu foré isolé soumis à une charge axiale. Les argiles étudiées sont caractérisées par une plasticité allant de peu à très plastique et une consistance allant de très molle à très raide. Des corrélations entre la pression limite et la pression de fluage, et la pression limite et la cohésion non drainée de ces argiles ont été établies. L'estimation de la cohésion non drainée des argiles à partir de l'interprétation des essais pressiométriques a été effectuée à l'aide de deux méthodes numériques à savoir la méthode "Pressident" prenant en compte le modèle de Duncan et Chang, et l'approche proposée par Bahar et Olivari prenant en compte un modèle élasto-plastique qui dérive du modèle de Prager généralisé associé au critère de rupture de Von Mises, et conçu pour décrire le comportement à court terme des argiles. Les résultats obtenus sont comparés à ceux obtenus à l'aide des relations empiriques proposées par Ménard, et Amar et Jézéquel. Enfin, des calculs numériques de la capacité portante et du tassement d'un pieu foré isolé soumis à une charge axiale centrée ont été effectués, les résultats obtenus sont comparés aux mesures in situ.

**ABSTRACT :** This paper presents the results of Ménard pressuremeter tests carried out on various Algerian clay sites in order, firstly, to establish correlations between the parameters derived from this test, and secondly, to predict the behaviour of a single bored pile subjected to an axial load. The analyzed clay soils are characterized by plasticity from low to very plastic and consistency from very soft to very stiff. Correlations between the limit pressure and the creep pressure, as well as between limit pressure and undrained cohesion of these clays were established. The Ménard pressuremeter tests were analysed by the numerical method called "Pressident" which is a numerical program taking into account the Duncan and Chang model and the method developed by Bahar and Olivari based on the generalised elastoplastic Prager's model with the Von Mises criterion which is suitable to describe the behaviour of saturated clays under undrained conditions. The obtained results are compared to those derived using the empirical relationships proposed by Ménard and Amar and Jézéquel.

Finally, an application to predict the bearing capacity and the settlement of bored piles using parameters derived from the pressuremeter test is also presented with a comparison to the measured data.

**MOTS CLES :** Pressiomètre, Corrélation, Identification, Cohésion non drainée, Capacité portante, Pieu.

**KEYWORDS :** Pressuremeter, Correlation, Identification, Undrained cohesion, Bearing capacity, Pile.

### 1 INTRODUCTION

Le pressiomètre est utilisé en Algérie pour le dimensionnement des fondations de bâtiments et d'ouvrages d'art. On compte actuellement la disponibilité de plus de quarante pressiomètres Ménard à travers tout le territoire. L'essai pressiométrique est un essai de chargement statique qui mesure en place à la fois une caractéristique de déformabilité, le module pressiométrique, et une caractéristique de résistance du sol, la pression limite. Ces deux caractéristiques sont usuellement utilisées directement pour déterminer la contrainte admissible et le tassement des fondations en utilisant des abaques ou des règles empiriques (Ménard, 1963 ; Gambin, 1963).

L'utilisation de plus en plus fréquente du pressiomètre en géotechnique a permis l'apparition d'une autre tendance d'interprétation de l'essai pressiométrique ; elle consiste à déduire les paramètres rhéologiques du sol en place soit analytiquement, soit par la technique des méthodes inverses. De nombreuses études empiriques, analytiques et numériques, ont traité de la résolution du problème pressiométrique (Ménard, 1957 ; Baguelin *et al.*, 1972 ; Gibson *et al.*, 1961 ; Boubanga, 1990 ; Bahar, 1992 ; Cambou et Bahar, 1993 ; Olivari et Bahar, 1995 ; Monnet, 2007 ; Bahar *et al.* 2012). Dans leur majorité,

elles sont fondées sur l'analyse de l'expansion d'une cavité cylindrique.

Cette communication présente et discute les résultats d'une série d'essais pressiométriques de type Ménard réalisés sur différents sites algériens argileux dans l'objectif, d'une part, d'établir des corrélations entre les paramètres déduits de cet essai, et d'autre part, de prédire le comportement d'un pieu foré isolé soumis à une charge axiale. Des corrélations entre la pression limite et la pression de fluage, et la pression limite et la cohésion non drainée des argiles y sont présentées. L'estimation de la cohésion non drainée des argiles à partir de l'interprétation des essais pressiométriques a été effectuée à l'aide de deux méthodes numériques, la méthode "Pressident" prenant en compte le modèle hyperbolique élastique non linéaire (Cambou et Bahar, 1993), et l'approche proposée par Bahar et Olivari (Olivari et Bahar, 1995) prenant en compte un modèle élasto-plastique qui dérive du modèle de Prager généralisé associé au critère de rupture de Von Mises, conçu pour décrire le comportement à court terme des argiles. Des calculs numériques à l'aide du code de calcul FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2005) de la capacité portante et du tassement d'un pieu foré isolé soumis à une charge axiale centrée ont été effectués et comparés aux mesures in situ.

## 2 INTERPRÉTATION DE L'ESSAI PRESSIOMÉTRIQUE

### 2.1 Pression limite et pression de fluage

Ce paragraphe présente le résultat de la recherche d'une relation entre la pression limite et la pression de fluage déduites à partir des essais pressiométriques réalisés sur des argiles algériennes conformément à la norme NF P 94-110 pour le pressiomètre Ménard classique (Fig. 1), et la norme EN ISO 22476-4 procédure B pour les essais au pressiomètre Ménard à enregistrement automatique (Fig. 2). Nous avons reporté sur la figure 3 les résultats relatifs à 1203 essais réalisés sur vingt et un sites, dans des argiles saturées ou proches de la saturation caractérisées par une plasticité allant de peu plastique à très plastique et une consistance allant de molle à très raide. Tous les essais analysés ont été réalisés dans le cadre commercial.

La distribution de ces points nous autorise à un ajustement linéaire. Nous remarquons que ces points ( $p_{LM}$ ,  $p_f$ ) se répartissent très honorablement autour d'une droite de régression passant par l'origine et dont la pente est de 1.69 avec un coefficient de corrélation  $R^2$  égale 0.956. L'expérience montre donc que le rapport entre la pression limite et la pression de fluage est relativement constant. La valeur du rapport entre la pression limite et la pression de fluage trouvée par cette étude est conforme à la valeur donnée par de nombreux expérimentateurs (Cassan, 1978), et d'une façon générale par l'expérience quotidienne de tous les utilisateurs du pressiomètre. Ce rapport est d'un grand intérêt pratique, car il permet d'estimer un ordre de grandeur de la pression limite des argiles algériennes lorsque celle-ci n'a pu être mesurée.

### 2.2 Détermination de la cohésion non drainée

L'estimation de la cohésion non drainée des argiles à partir de l'interprétation des essais pressiométriques a été effectuée à l'aide des deux méthodes citées ci-dessus, et les relations empiriques proposées par Ménard (1957) et Amar et Jézéquel (1972).

#### 2.2.1 Approche "Pressident"

L'approche proposée par Boubanga (1990), Soegiri (1991) et Bahar (1992) permet une analyse rapide des résultats d'un essai pressiométrique considérant les hypothèses de déformation plane et de la symétrie axiale; elle permet aussi de prendre en compte les caractéristiques essentielles de l'essai pressiométrique à savoir une sollicitation non homogène dans un matériau au comportement non linéaire. Cette approche est générale et donc applicable pour toute loi de comportement. Un logiciel, baptisé "Pressident", a été développé; il permet de déterminer certains paramètres d'une loi de comportement quelconque à partir des résultats de l'essai pressiométrique (Cambou et Bahar, 1993 ; Bahar et al., 1995). Plusieurs modèles sont implantés dans ce code de calcul. C'est essentiellement sur le modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970) qu'une procédure d'identification pratique et utilisable est proposée. Ce modèle est simple avec quelques limitations mais, qui semble bien adapté à un certain nombre d'utilisations pratiques n'induisant pas de sollicitations trop complexes. Il est basé sur les résultats observés lors d'un essai triaxial classique : la courbe contrainte déformation est assimilée à une hyperbole dont la tangente permet de définir le module de Young tangent  $E_t$  donné par l'équation (1).

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2c \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]^2 E_i \quad (1)$$

$$E_i = K_e Pa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2)$$

$E_i$  est le module tangent initial qui s'exprime par l'équation (2). ( $Pa$ ) est la pression atmosphérique.

Le module tangent volumique s'exprime par :

$$B_t = K_b Pa \left( \frac{\sigma_3}{Pa} \right)^m \quad (3)$$

Ce modèle fait donc apparaître sept paramètres : la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\phi$ , ainsi que les paramètres de déformabilité  $K_e$ ,  $K_b$ ,  $n$ ,  $m$  et le paramètre d'ajustement  $R_f$ . Une étude paramétrique menée sur ces sept constantes a permis de dégager les paramètres qui influent de façon importante sur les résultats d'un essai pressiométrique à savoir  $K_e$ ,  $c$  et  $\phi$ . L'identification est donc réalisée essentiellement sur les trois paramètres  $K_e$ ,  $c$  et  $\phi$ . Les autres paramètres sont fixés à des valeurs moyennes. La figure 4 présente un exemple d'identification des paramètres du modèle.

#### 2.2.2 Approche proposée par Bahar et Olivari

Cette approche permet la détermination de la cohésion non drainée des argiles saturées. Elle utilise un modèle élastoplastique proposé par les auteurs dérivant du modèle de Prager généralisé. Dans le cas de la modélisation du comportement de l'argile à court terme, le critère utilisé est le critère de Von Mises respectant la condition d'incompressibilité plastique. La réponse du modèle proposé sur un chemin triaxial est une ligne polygonale qui peut être considérée comme une discrétisation de la courbe expérimentale  $R = f(\epsilon_v^p)$ . Les auteurs proposent une représentation analytique empirique pour définir les paramètres du modèle, définis par la relation (1) (Olivari et Bahar, 1995) :

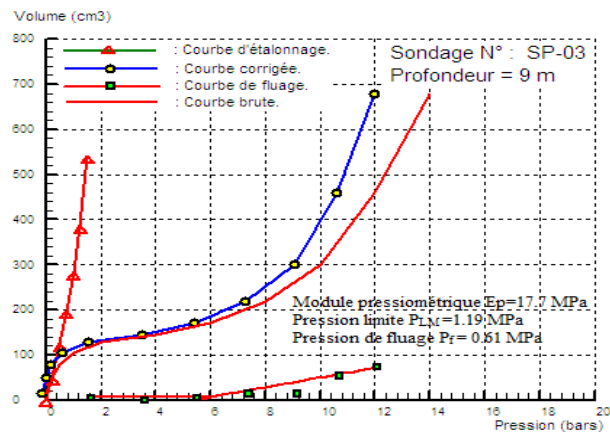


Figure 1. Interprétation de l'essai pressiométrique Ménard selon la norme NF P 94-110.

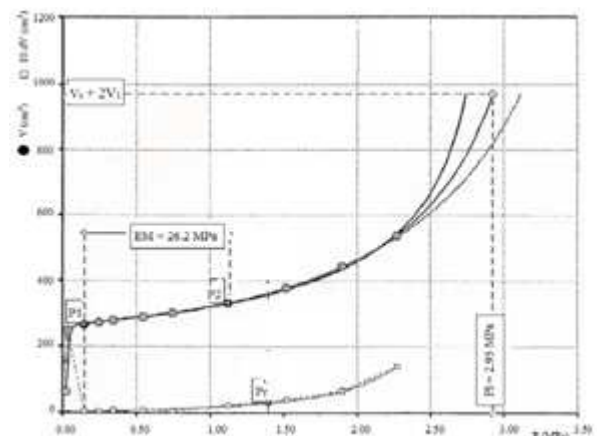


Figure 2. Essai pressiométrique Ménard à enregistrement automatique selon la norme EN ISO 22476-4 procédure B.

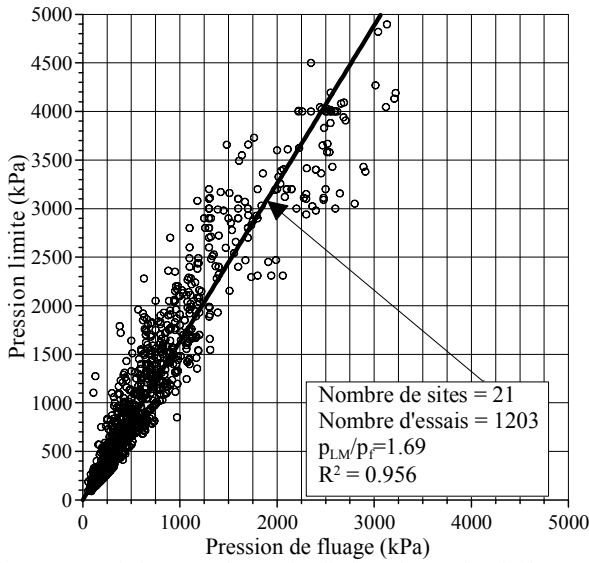


Figure 3. Corrélation entre la pression limite et la pression de fluage.

$$\varepsilon_d^p = -A \left( \ln(1-R) + (1-2R) \frac{R}{1-R} \right) \quad (4)$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}, \text{ et } A \text{ une constante définie positive.}$$

$\sigma_1 - \sigma_3$ ,  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$  et  $\varepsilon_d^p$  sont respectivement les déviateurs des contraintes, des contraintes à la rupture et la déformation plastique déviatoire. En définitive, le modèle est défini par 3 paramètres : le paramètre de courbure  $A$ , le module de Young  $E$  et la cohésion non drainée  $c_u$ . La réponse du modèle sur un chemin pressiométrique est donnée par les équations suivantes :

$$d\sigma_r = dp(r) + ds_r, \quad d\sigma_\theta = dp(r) + ds_\theta, \quad d\sigma_z = dp(r) \quad (5)$$

$$dp(r) = r_0 dU_0 \left[ \left( \frac{1}{r^2 C(r)} \right)_{r_e}^r + 2 \int_{r_e}^r \frac{dr}{r^3 C(r)} \right] \quad (6)$$

$$C(r) = \frac{3}{2E} + 2 \sum_{k=1}^{n^*} \frac{J_k}{S_k^2} (s_r - X_r^k) (s_r - X_r^k) \quad (7)$$

$$dU_0 = \frac{\Delta p_0}{\frac{r_0}{r_e^2 C(r_e)} + 2 r_0 \int_{r_e}^r \frac{dr}{r^3 C(r)}} \quad (8)$$

$d\sigma$ ,  $ds$  et  $d\varepsilon$  sont respectivement les tenseurs des incréments des contraintes totales, des contraintes déviatoires et des déformations.  $S_k$  étant, à un coefficient près, le seuil associé au maillon d'indice  $k$ , qui s'exprime en fonction de la cohésion non drainée  $c_u$ . Le coefficient  $C(r)$  est une fonction de  $r$ , car suivant la distance du point considéré à la paroi de la sonde, le nombre de surface de charges activées est plus au moins grand.

La détermination des trois paramètres du modèle à partir de l'essai pressiométrique consiste en la résolution du problème inverse suivant : trouver un jeu de paramètres qui minimise l'écart entre des mesures expérimentales et la courbe simulée. La recherche du minimum requiert l'utilisation d'une technique

d'optimisation. Un programme, baptisé Clayident, a été développé. La figure 5 présente un exemple de simulation de l'essai pressiométrique et d'identification des paramètres du modèle du comportement proposé.

### 2.2.3 Relations empiriques

Les relations empiriques de Ménard (1957) et de Amar et Jézéquel (1972) sont données respectivement par les équations (6) et (7).

$$c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{5.5} \quad (9)$$

$$c_u = \frac{p_{LM} - p_0}{10} + 25(\text{kPa}) \text{ pour } (p_{LM} - p_0) > 350 \text{ kPa} \quad (10)$$

$p_{LM}$ ,  $p_0$  and  $c_u$  sont respectivement la pression limite, la pression horizontale des terres au repos et la cohésion non drainée.

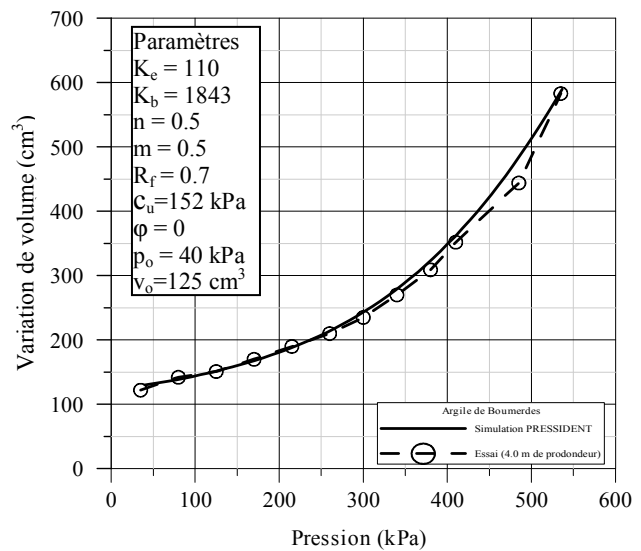


Figure 4. Exemple d'identification des paramètres du modèle hyperbolique de Duncan et Chang à partir d'un essai pressiométrique.

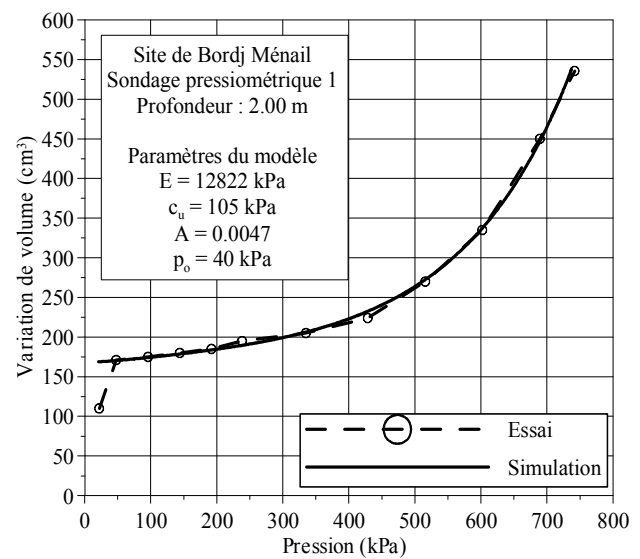


Figure 5. Exemple d'identification des paramètres du modèle proposé par Bahar et Olivari.

La cohésion non drainée peut également être obtenue à partir des résultats des essais de pénétration statique par la relation empirique suivante (Cassan, 1978).

$$c_u = \frac{q_c - q_0}{N} \quad (11)$$

$q_c$ ,  $q_0$  et  $N$  sont respectivement la résistance statique en pointe, la contrainte verticale et le coefficient de corrélation oscillant entre 10 et 15.

### 3 APPLICATION

#### 3.1 Site de Boumerdes

Le terrain est constitué d'un dépôt alluvionnaire récent formé d'argile plastique moyennement compressible recouverte par une couche sableuse. Le niveau de la nappe phréatique est localisé à partir de 2.0 m de profondeur. L'analyse des courbes granulométriques dénote un sol fin, 40 à 70% des particules ont un diamètre inférieur à 2  $\mu$ m. Les identifications physiques réalisées donnent un poids volumique sec variant entre 17 et 18 kN/m<sup>3</sup>, une teneur en eau naturelle de 22 % et un degré de saturation de 100%. La limite de liquidité varie entre 50 et 57% L'indice de plasticité est compris entre 25 et 30%. Ces paramètres traduisent un sol de moyenne densité, très plastique. Le coefficient de consistance varie entre 0.99 et 1.22 dénotant un sol moyennement consistant. Les essais de cisaillement donnent une cohésion variant entre 40 et 90 kPa. Les résultats d'essais oedométriques traduisent un sol sous-consolidé à normalement consolidé, moyennement compressible. La figure 6 présente les profils des pressions limites, modules pressiométriques, des résistances de pointe statique et des cohésions non drainées obtenues.

#### 3.2 Site de Annaba

Les sondages carottés et pressiométriques ont mis en évidence un sol formé d'argiles limoneuses en surface de couleure brunâtre reposant sur des argiles plastiques molles à vaseuses en profondeur. Le niveau piézométrique relevé par les différents essais varie entre 5.0 et 14.0 m de profondeur en période sèche. L'analyse des courbes granulométriques dénote un sol fin, dont le pourcentage de particules inférieures à 80  $\mu$ m est compris entre 82 et 100 %, et 50% en moyenne des particules fines ont un diamètre inférieur à 2  $\mu$ m. Le poids volumique du sol sec et la teneur en eau naturelle des échantillons testés varient respectivement entre 10.3 kN/m<sup>3</sup> et 16.50 kN/m<sup>3</sup> et 17.8 % et 59.6 %. Le degré de saturation varie entre 75% et 100 %. Ces paramètres traduisent un sol peu dense, saturé et une teneur en eau élevée. Selon la classification de Casagrande, le sol étudié est plastique, la limite de liquidité et l'indice de plasticité sont respectivement compris entre 47 et 67% et 26 et 35 %. L'indice de consistance varie entre 0.2 et 1.0 traduisant un sol mou à très ferme par endroit. Les essais de cisaillement donnent une cohésion effective et un angle de frottement effectif variant respectivement entre 8 kPa et 16 kPa et 13° et 22°. Ces résultats caractérisent un sol très mou. Les résultats d'essais oedométriques mettent en évidence un sol sous-consolidé, encore en cours de consolidation, moyennement à fortement compressible.

Les valeurs des pressions limites  $p_{LM}$  et des modules pressiométriques  $E_M$  sont variables. Les pressions limites des argiles varient entre 200 et 800 kPa sur la majorité des sondages pressiométriques. La figure 7 présente quelques résultats. Le rapport  $E_M / p_{LM}$  est souvent inférieur à 7. Selon la classification Ménard, le sol en place est classé dans la catégorie des terrains en cours de consolidation et compressibles.

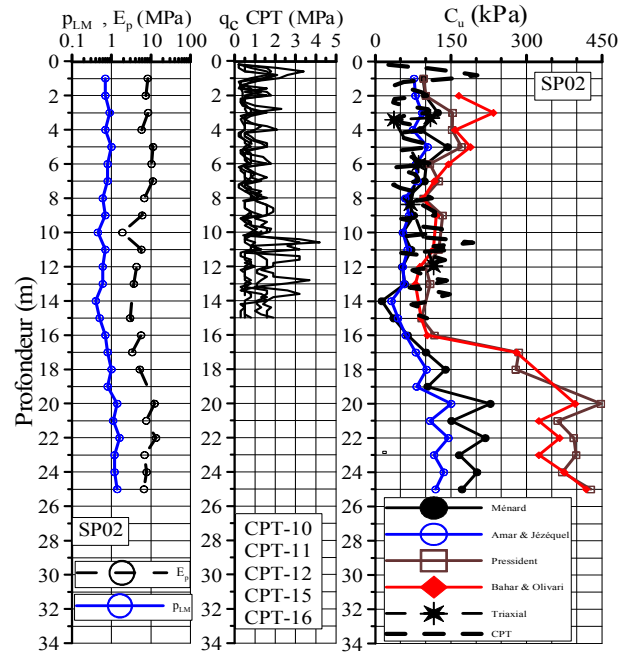


Figure 6. Profils des cohésions non drainées issues des différentes méthodes, site de Boumerdes.

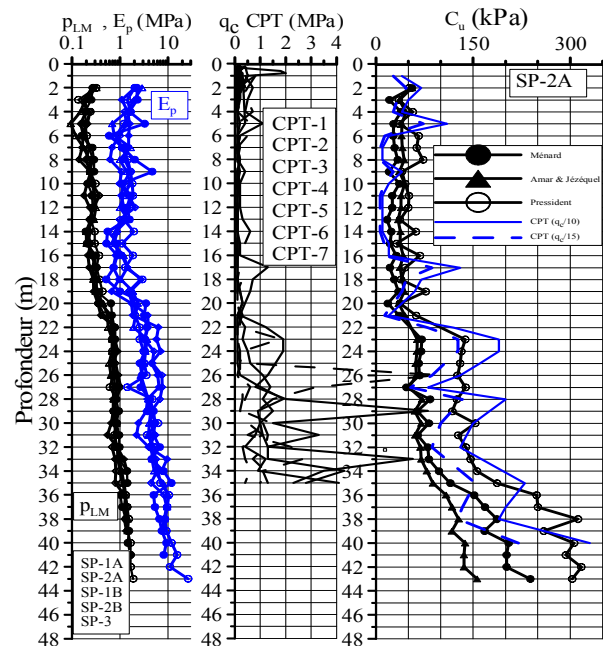


Figure 7. Profils des cohésions non drainées issues des différentes méthodes, site de Annaba.

#### 3.3 Cohésion non drainée

On note clairement sur les figures 6 et 7 que, pour les pressions limites inférieures à 350 kPa, les différentes approches donnent des valeurs assez proches et comparables à celles obtenues à partir de l'essai triaxial. Pour des pressions limites comprises entre 350 kPa et 1000 kPa les valeurs de la cohésion non drainée déduites des deux approches numériques sont relativement similaires mais restent en moyenne 170% plus élevées que les relations empiriques. Toutefois les valeurs obtenues par les deux approches numériques sont en concordance avec celles obtenues à partir de l'essai au pénétromètre statique. D'une manière générale, la confrontation des résultats obtenus à ceux issus à partir de la relation de Amar

et Jézéquel indique clairement une différence pour des pressions limites supérieures à 0.35 MPa et restent assez proches pour des valeurs inférieures. La comparaison avec la méthode Ménard indique des résultats assez proches.

La figure 8 donne la corrélation des cohésions non drainées issues des différentes méthodes en fonction la pression limite nette ( $p_{LM} - p_o$ ). Un total de 626 et 179 essais sont respectivement analysés pour la méthode "Pressident" et l'approche de Bahar & Olivari. La corrélation linéaire entre la cohésion non drainée issue des deux méthodes numériques et la pression limite nette donne un rapport de  $(p_{LM} - p_o)/c_u$  de 5.17 pour "Pressident" et 5.15 pour la méthode de Bahar et Olivari avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0.82.

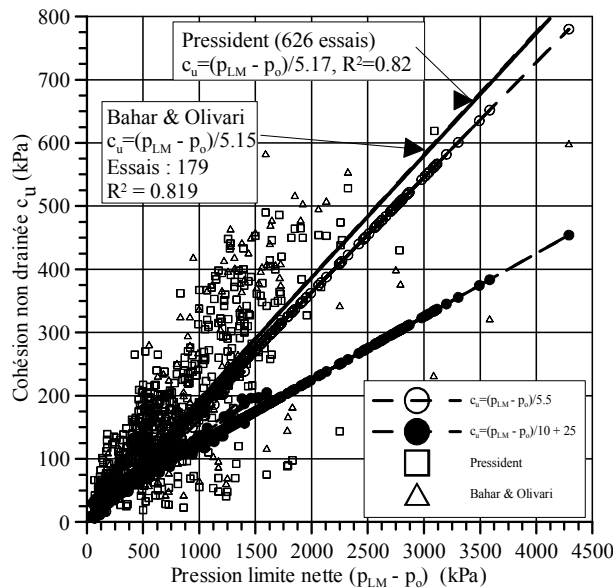


Figure 8. Cohésions non drainées issues des différentes méthodes en fonction la pression limite nette.

#### 4 MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU FORE

L'évaluation de la capacité portante et du tassement d'un pieu foré cylindrique soumis à une charge axiale centrée a été effectuée à l'aide du code de calcul FLAC<sup>3D</sup>. La modélisation a été réalisée en axisymétrie. La discrétisation du sol et du béton est effectué à l'aide d'éléments quadrangulaires à huit nœuds. Le maillage considéré est un maillage radial, raffiné au voisinage du pieu pour mieux prendre en considération les éléments d'interface, et grossier au loin du pieu. Les conditions aux limites appliquées sont les déplacements horizontaux nuls sur la frontière latérale, et les déplacements verticaux nuls sur la frontière inférieure du milieu. Le modèle considéré dans cette analyse est le modèle élastoplastique parfait utilisant le critère de plasticité de Mohr-Coulomb. Les calculs sont effectués en utilisant les paramètres obtenus à partir de la méthode "Pressident". La modélisation de l'interface sol pieu-sol est simulée par un élément fictif faisant introduire une rigidité d'interface, une cohésion d'interface et un angle de frottement d'interface. L'interface pieu-sol a un effet significatif sur la réponse d'un pieu soumis à un chargement vertical. Nous avons considéré dans cette étude que les valeurs des paramètres de contact sont égales à 2/3 de celles attribuées au modèle de Mohr-Coulomb pour la couche de sol correspondante. Le comportement du pieu est considéré élastique linéaire caractérisé par un module de Young de 25 GPa.

L'installation du pieu a été modélisée par une étape de chargement initial dans laquelle sont appliqués le poids volumique du pieu et celui des différentes couches de sol. Les

déplacements induits sont ensuite annulés et l'état de contrainte initial obtenu est introduit dans le calcul du chargement de la tête du pieu. Les calculs sont effectués de manière incrémentale en appliquant progressivement des charges de compression jusqu'à l'obtention de grands déplacements pour de faibles accroissements du chargement. Les calculs sont menés jusqu'à apparition d'un palier d'écoulement.

L'essai de chargement de pieu à modéliser a été réalisé au niveau du chantier d'un projet de 500 logements à Bab-Ezzouar. Le site est constitué de dépôts alluvionnaires d'âge quaternaire récents, formés de limons argileux surmontant des argiles marneuses (Fig. 9). La reconnaissance du site consiste en 6 sondages carottés de 20 à 30 m de profondeur, 11 sondages pressiométriques de 15 à 20 m de profondeur, 14 essais de pénétration statique, 26 essais de pénétration dynamique et un sondage de 17 m pour essais down hole. Les caractéristiques géotechniques des sols rencontrés sont résumées sur les figures 10 et 11. Sur la base de l'interprétation des essais de laboratoire, des essais pressiométriques et de pénétration statique, le rapport de sol recommande des fondations profondes, des pieux de 1.2m de diamètre, 20 m de longueur chargés à 2500 kN.

Le pieu testé a un diamètre égal à 1.20 m et une longueur totale de 20 m. Les paramètres mécaniques obtenus à partir de l'approche "Pressident" sont résumés dans le Tableau 1.

Trois calculs sont effectués. Le premier calcul prend en compte les paramètres issus des essais de laboratoire. Le deuxième calcul considère les paramètres issus de l'approche "Pressident" et le troisième calcul prend les paramètres de rupture issus de la méthode "Pressident" et les paramètres de déformations issus de l'essai down hole. Il est à noter que nous avons trouvé un rapport de 4 à 10 entre le module pressiométrique et le module issu de l'essai down hole. Les résultats obtenus sont donnés sur la figure 12. La comparaison de ces résultats avec les mesures in situ montrent d'importantes différences. Toutefois, les résultats obtenus à partir de l'approche "Pressident" restent assez proches des mesures.

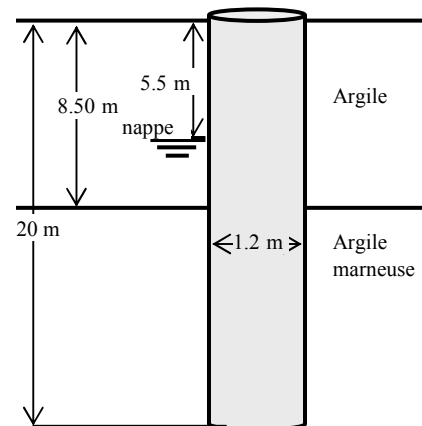


Figure 9. Géométrie du pieu et du sol.

Tableau 1. Paramètres du sol considérés dans les calculs.

	Argile	Argile marneuse
Profondeur (m)	0 – 8.5	8.5 – 25.0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	20	20
$c_u$ (kPa) Pressident	119	327
$E$ (kPa) Pressident	12330	55827
$C$ Laboratoire (kPa)	22	12
$\phi$ (°) laboratoire	17	25
$E$ (kPa) laboratoire	6000	22500
$E_{dyn}$ (kPa) Down hole	147500	214000

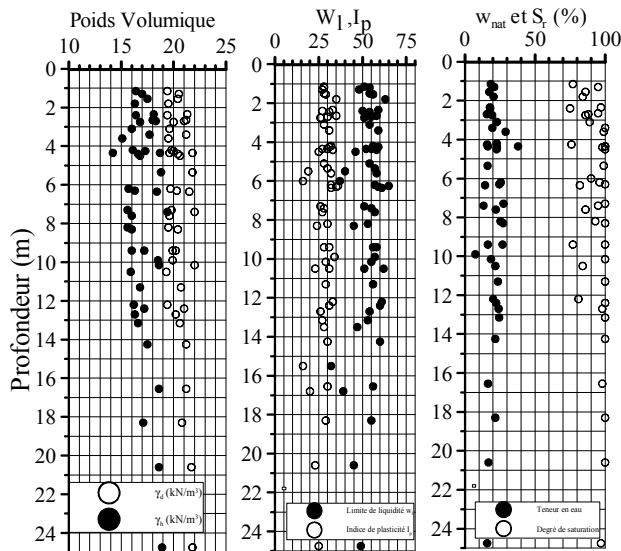


Figure 10. Caractéristiques physiques.

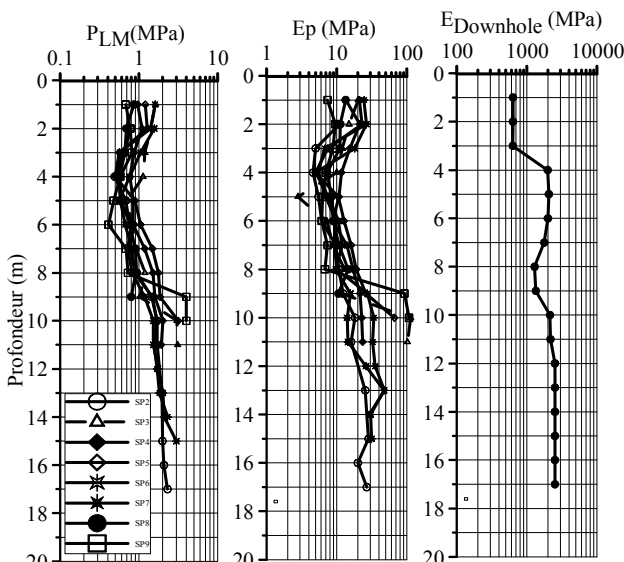


Figure 11. Caractéristiques géotechniques en place.

## 5. CONCLUSION

L'interprétation de plus d'un millier d'essais pressiométriques montre que le rapport entre la pression limite et la pression de fluage est relativement constant et est conforme à la valeur donnée par de nombreux expérimentateurs. Ce rapport est d'un grand intérêt notamment pour la pressiométrie en Algérie, car il permet d'estimer un ordre de grandeur de la pression limite des argiles algériennes lorsque celle-ci n'a pu être mesurée. L'utilisation pratique des méthodes numériques présentées dans cette communication pour l'identification de la cohésion non drainée des sites algériens argileux saturés donne des résultats comparables et sont assez proches de ceux issus des essais au pénétromètre statique. La corrélation linéaire entre la cohésion non drainée identifiée à partir des deux méthodes numériques et la pression limite nette donne des rapports similaires et assez proches de la relation empirique de Ménard. Les résultats des calculs numériques de la capacité portante et du tassement d'un pieu foré isolé soumis à une charge axiale centrée, comparés aux mesures in situ montrent l'applicabilité de l'approche proposée.

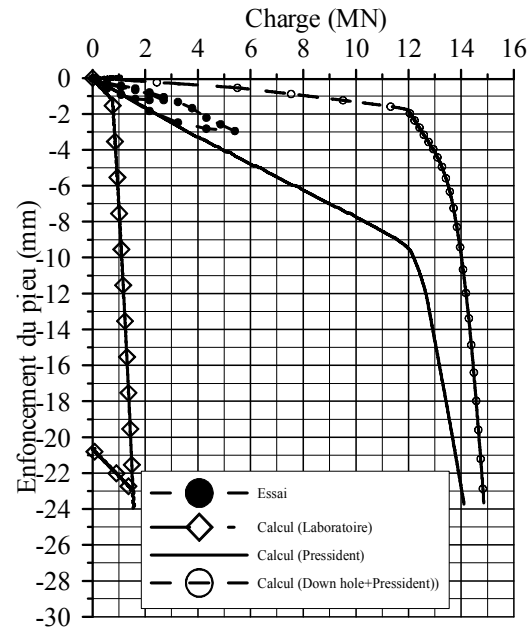


Figure 12. Courbes de chargement enfoncement obtenues.

## REFERENCES

- Amar S. and Jézéquel J.F. 1972. Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents: comparaison des résultats. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, vol. 58, 97-108.
- Baguelin F., Jézéquel J.F., Lemée E. and LeMéhauté A. 1972. Expansion of cylindrical probes in cohesive soils. *J. of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 98, n° 11, 1129-1142.
- Bahar R. 1992. Analyse numérique de l'essai pressiométrique : application à l'identification de paramètres de comportement des sols, *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Lyon
- Bahar R., Cambou B. and Fry J.J. 1995. Forecast of creep settlements of heavy structures using pressuremeter tests. *Computers and Geotechnics*, vol. 17, 507-521.
- Bahar R., Baidi F., Belhassani O. and Vincens E. 2012. Undrained strength of clays derived from pressuremeter tests. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* (16), 1238-1260
- Boubanga A. 1990. Identification de paramètres de comportement des sols à partir de l'essai pressiométrique. *Thèse de doctorat*, Ecole Centrale de Lyon, France.
- Cambou B. and Bahar R. 1993. Utilisation de l'essai pressiométrique pour l'identification de paramètres intrinsèques du comportement d'un sol. *Revue Française de Géotechnique*, 63, 39-50.
- Cassan, M. 1978. *Les essais in situ en mécanique des sols*, vol. 1, Eyrolles (Eds).
- Duncan J.M. and Chang C.V. 1970. Non linear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Mechanics and Foundations Engineering Division*, 96, SM5, 1629-1653.
- Gambin, M. 1963. Calcul d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. *Sols Soils*, n° 7.
- Gibson R.E. and Anderson W.F. 1961. In situ measurement of soils properties with the pressuremeter, *Civ. Engrg. Publ. Wks. Review*, 56, 658, 615-618.
- Itasca, FLAC<sup>3D</sup> 2005. Fast Lagrangian Analysis of Continua. Itasca Consulting Group, User's manual, Minneapolis.
- Ménard L. 1957. Mesures in situ des propriétés physiques des sols, *Annales des Ponts et Chaussées*, 13, 357-376.
- Ménard L., Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols Soils* N°5 & 6, 1963.
- Monnet J. 2007. Numerical validation of an elastoplastic formulation of the conventional limit pressure measured with the pressuremeter test in cohesive soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 133, Issue 9, 1119-1127.
- Olivari, G. and Bahar, R. 1995. Response of generalized Prager's model on pressuremeter path. *Proc. 4th Int. Sym. on pressuremeter*. A.A Balkema, 207-213, Sherbrooke, Canada.