

TASSEMENT DES PIEUX ISOLÉS : MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET EXPÉRIMENTALE

SETTLEMENT OF SINGLE PILES- NUMERICAL AND EXPERIMENTAL MODELLING

Réception : 15/06/2021

Acceptation : 23/10/2021

Publication : 05/01/2022

AREZKI Salem¹, KHOUAOUCI Mohamed², BOUAFIA Ali³

¹Université Saâd Dahleb de Blida Département de Génie Civil, salemarezki@outlook.fr

²Université Saâd Dahleb de Blida Département de Génie Civil, khuaoucim@gmail.com

³Université Saâd Dahleb de Blida Département de Génie Civil, ali.bouafia@univ-blida.dz

Résumé- L'analyse du tassement est une phase clé dans le calcul aux états limites de service (ELS) d'une fondation sur pieux. Cet article a pour objectif de présenter le logiciel freeware SETPIL basé sur la théorie de courbes de transfert de charges ainsi que les résultats d'essais sur modèles réduits en chambre d'étalonnage ou sur pieux en vraie grandeur en vue de déterminer les paramètres de transfert de charge. L'application d'une telle méthode à un cas d'étude montre la haute qualité de prévision des tassements du pieu sous les charges de service.

Mots - clés : Pieu, Tassement, Transfert de charges, Chambre d'étalonnage, Essai de chargement.

Abstract- Settlement analysis is a key phase in the Serviceability Limit States (SLS) design of a pile foundation. The objective of this article is to present the freeware software SETPIL based on the theory of load-transfer curves, as well as the results of tests on reduced models in a calibration chamber or on full-scale pile in order to determine the parameters of load transfer. Applying such a method to a case study shows the high quality of predicting pile settlements under parking loads.

Keywords: Pile, Settlement, Load-Transfer, Calibration chamber, Loading test.

1- Introduction

Le calcul aux états limites de service (ELS) d'une fondation sur pieux nécessite un calcul du tassement. L'idée répandue stipulant, par souci de simplicité, qu'un pieu est conçu pour transmettre les charges verticales à une grande profondeur et que son tassement est négligeable, est certainement grossière. En toute rigueur, il s'agit d'un problème d'interaction pieu/sol où la compressibilité relative pieu/sol et l'élançement du pieu jouent un rôle clé. En outre, l'effet de groupe peut avoir un effet amplificateur sur le tassement d'un pieu isolé, pouvant atteindre dans certaines configurations un facteur de 10 [1]. L'étude du tassement d'un pieu isolé sert en fait de référence pour l'analyse de l'effet de groupe sur le tassement de la fondation.

La détermination du tassement d'une fondation sur pieux peut se faire expérimentalement à travers un essai de chargement axial ou par calcul. Les méthodes de

calcul peuvent se subdiviser en quatre principales catégories, en l'occurrence les méthodes empiriques, les méthodes de la théorie de l'élasticité, les méthodes de la théorie de transfert des charges et enfin les méthodes numériques [1], [2].

Cet article a pour objectifs de présenter une méthode pratique de calcul du tassement, issue de la théorie de courbes de transfert de charges et basée sur le programme SETPIL (SETtlement of PILES) à accès libre, ainsi que l'interprétation des essais sur modèle réduit en chambre d'étalonnage et sur pieu réel, en vue de l'obtention des paramètres de calcul.

2- Présentation de la méthode SETPIL

2.1-Equations de base

La figure 1 schématise d'une manière simple le transfert de charges du pieu au sol par le biais de ressorts à l'interface pieu/sol. Le pieu est caractérisé par une fiche D, un diamètre (ou

une largeur) B et un module d'Young E_p . Notons respectivement par Q et $v(z)$ l'effort axial en tête du pieu et le profil de tassement le long du pieu.

Le transfert de charges dans le domaine des petits tassements est formulé comme suit, B_0 et R_0 étant respectivement la raideur au frottement et la raideur en pointe du pieu :

$$\tau(z) = B_0(z) \cdot v(z) \quad (1)$$

$$q_p = R_0 \cdot v(D)/B \quad (2)$$

L'équation différentielle du tassement $v(z)$ le long du pieu s'écrit :

$$\frac{d^2 v}{dz^2} - a(z)^2 \cdot v = 0 \quad (3)$$

$a(z)$, ayant la dimension inverse d'une longueur, est donné pour une section circulaire courante par :

$$a(z) = \sqrt{\frac{4B_0(z)}{E_p B}} \quad (4)$$

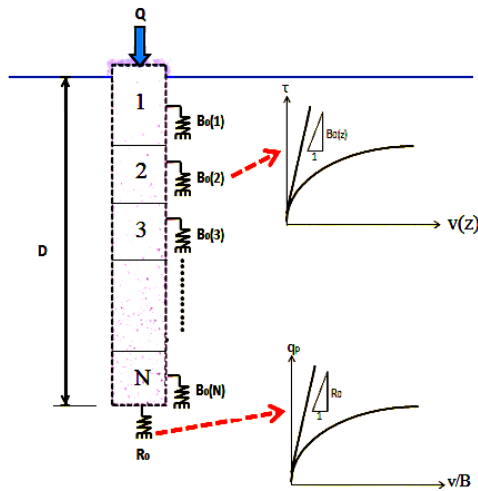


Figure 1 : Schéma de transfert de charges du pieu au sol

Figure 1 : Scheme of the pile/soil load-transfer

Dans le cas d'un sol caractérisé par un profil de $B_0(z)$ constant avec la profondeur, cette équation s'intègre analytiquement et a une solution générale de la forme :

$$v(z) = v_0 \left[\frac{1 + \frac{4B_0}{aR_0} \text{th}(aD)}{\frac{4B_0}{aR_0} + \text{th}(aD)} \right] \quad (5)$$

Le tassement v_0 en tête du pieu est alors donné par :

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi B} \frac{1 + \frac{R_0 \text{th}(aD)}{aBE_p}}{R_0 + aBE_p \text{th}(aD)} \quad (6)$$

Le tableau 1 regroupe des cas particuliers fort intéressants pour le calcul du tassement en tête du pieu. Concernant le cas 5, un pieu est considéré pratiquement comme infiniment long si $a \cdot D \geq 3$.

Tableau 1 : Cas particuliers de tassement en tête du pieu

Table 1 : Particular cases of pile settlement

Cas 1 : Pieux incompressibles ($E_p/E = \infty$)

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi \cdot B} \frac{1}{(R_0 + 4 \cdot D \cdot B_0)}$$

Cas 2 : Pieux flottants ($R_0 = 0$)

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi B^2} \frac{1}{aE_p \text{th}(aD)}$$

Cas 3 : Pieux travaillant en pointe ($B_0 = 0$)

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi B R_0} \left(1 + \frac{R_0}{E_p} \frac{D}{B} \right)$$

Cas 4 : Pieux infiniment longs (D infinie)

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi B^2 a E_p}$$

Cas 5 : Pieux encastrés dans un substratum (R_0 infinie)

$$v_0 = \frac{4Q}{\pi B^2 a E_p} \text{th}(aD)$$

2.2- Principe de la méthode SETPIL

Dans le cas d'un sol monocouche hétérogène ou un sol multicouche, les propriétés géotechniques varient avec la profondeur. Comme le montre la figure 2, le profil $B_0(z)$ ayant une loi de variation quelconque avec la profondeur peut être subdivisé en tranches suffisamment minces tels qu'on puisse assimiler $B_0(z)$ dans chaque tranche à une droite. La moyenne pondérée de $B_0(z)$ dans une tranche donnée est la valeur de B_0 au milieu de cette tranche. Autrement dit, le profil de $B_0(z)$ peut être approché par un ensemble de tranches minces chacune caractérisée par la valeur de $B_0(z)$ au milieu de cette tranche.

La solution générale de l'équation différentielle précédente pour une tranche donnée est de la forme :

$$v(z) = A_1 \cdot \text{Ch}(az) + A_2 \cdot \text{Sh}(az) \quad (7)$$

A_1 et A_2 sont deux constantes d'intégration dépendant des conditions aux limites du problème. Par conséquent, si le pieu est divisé en N tranches, il faut déterminer $2N$ constantes pour pouvoir calculer les tassements, les contraintes du frottement latéral le long du pieu ainsi que la pression en pointe de ce dernier. On utilise pour cela :

- la continuité des tassements aux interfaces, ce qui permet d'obtenir $(N-1)$ équations ;
- la continuité des contraintes normales aux interfaces, ce qui permet de construire $(N-1)$ équations ;
- la relation $q_p-v(D)$ de transfert de charges en pointe, décrite par l'équation (2) ;
- l'équilibre statique global du pieu sous l'effort en tête, les contraintes de frottement latéral τ et la pression q_p à la pointe du pieu, mobilisées aux interfaces pieu/sol.

Au total, on obtient un système linéaire formé de $2N$ équations à $2N$ inconnues (A_1^i , A_2^i avec $i=1, N$).

Avec les lois linéaires précédentes définissant la mobilisation du frottement latéral $\tau(z)$ ainsi que la pression q_p en pointe du pieu, la solution théorique calculée approche de façon satisfaisante la courbe de chargement d'un pieu, seulement pour les faibles déplacements, domaine dans lequel on suppose couramment qu'il y a un comportement élastique linéaire de l'interface sol/pieu.

Comme l'enseigne l'expérience des essais de chargement statique des pieux, pour des valeurs

relativement élevées de l'effort axial appliqué en tête du pieu une non-linéarité se manifeste entre la contrainte à l'interface et le tassement du pieu.

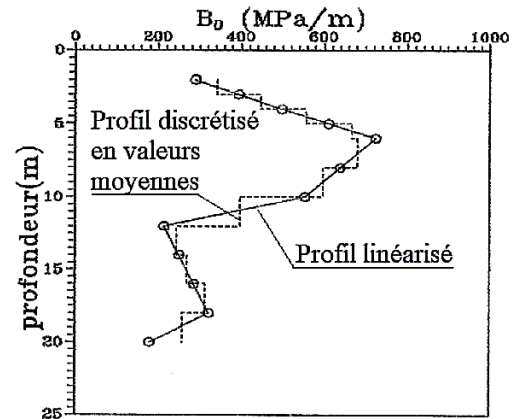


Figure 2 : Schéma de linéarisation du profil $B_0(z)$

Figure 2: Scheme of linearization of the profile $B_0(z)$

La rupture de l'interface pieu/sol correspond théoriquement à un grand glissement relatif pieu/sol et donc à des tassements infinis. La loi de comportement régissant la réponse de l'interface pieu/sol doit donc décrire les différents domaines de déplacement du pieu. On a usuellement recours à la loi hyperbolique, définie initialement par Kondner et Zelasko (1963) et reprise par Duncan et Chang (1970), pour modéliser le comportement de l'interface à une profondeur donnée z . La contrainte de frottement latéral $\tau(z)$ est reliée au tassement correspondant par :

$$\tau(z) = \frac{v(z)}{a(z) + b(z) \cdot v(z)}$$

La pression verticale q_p en pointe est reliée au tassement $v(D)$ de la pointe par :

$$q_p = \frac{v(z)}{c(z) + d(z) \cdot v(z)}$$

On montre que : $a(z)=1/B_0(z)$ et $b(z)=1/q_s(z)$, ainsi que : $c(z)=B/R_0$ et $d(z)=1/q_l$

$q_s(z)$ et q_l correspondent respectivement à la contrainte de frottement latéral limite à la profondeur z et la résistance en pointe du pieu.

En figure 3 sont illustrées les courbes schématiques de transfert de charges décrivant d'ailleurs des lois de comportement non linéaire à l'interface pieu/sol. On vérifie d'ailleurs que :

- pour de très faibles tassements, ces deux fonctions hyperboliques s'assimilent aux fonctions linéaires de $\tau(z)$ et q_p , définies respectivement par les équations (1) et (2);
- pour des tassements infinis, les valeurs de q_p et τ correspondent à la capacité portante du pieu, c'est-à-dire respectivement à q_l et $q_s(z)$.

L'utilisation de ces lois non linéaires de transfert de charges nécessite un processus de calcul itératif pour la résolution du système d'équations mentionné.

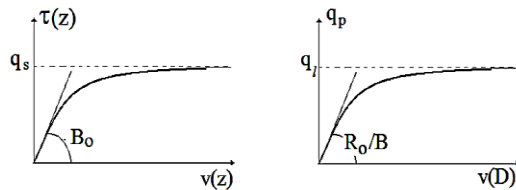


Figure 3 : Courbes schématiques de transfert de charges

Figure 3 : Schematic Load-Transfer curves

2.3. Description du logiciel SETPIL

Le logiciel SETPIL a été développé à l'Université de Blida en 1995 et a subi une série d'améliorations au fil des années. Sa version actuelle est écrite en langage Fortran visual et son fichier exécutable occupe un espace de 2 Mo en mémoire vive, ce qui permet de l'exécuter aisément sur les micro-ordinateurs courants. En outre, il comporte une interface conviviale et interactive jouant la fonction de pré-processeur des données et de post-processeur des résultats de calcul.

Le post-processeur de SETPIL crée automatiquement un rapport détaillé contenant les résultats de calcul retenus pour chaque incrément d'effort après convergence des itérations sous forme d'un fichier Word.

Après un rappel des données introduites, le rapport affiche des tableaux regroupant pour une force donnée, le tassement $v(z)$ du pieu, la contrainte normale $\sigma(z)$ et celle du frottement latéral $\tau(z)$ en fonction de la profondeur (voir figure 4).

En outre, le post-processeur peut afficher un listing de la courbe de chargement (Force axiale en fonction du tassement), les profils du tassement du pieu $v(z)$ ainsi que ceux de la contrainte du frottement latéral $\tau(z)$ et de la contrainte normale $\sigma(z)$. Les valeurs affichées peuvent facilement être exportées via la commande "Copie-Coller" pour tracer les graphiques.

Enfin, il est possible de visualiser la courbe de chargement, en vue d'interpréter les résultats obtenus en cliquant sur "Plot".

Les auteurs de ce logiciel ont décidé de mettre SETPIL, ainsi que son manuel, en accès libre. Ainsi, une version gratuite de SETPIL peut être obtenue sur simple demande par message à l'adresse : resgeotech@gmail.com

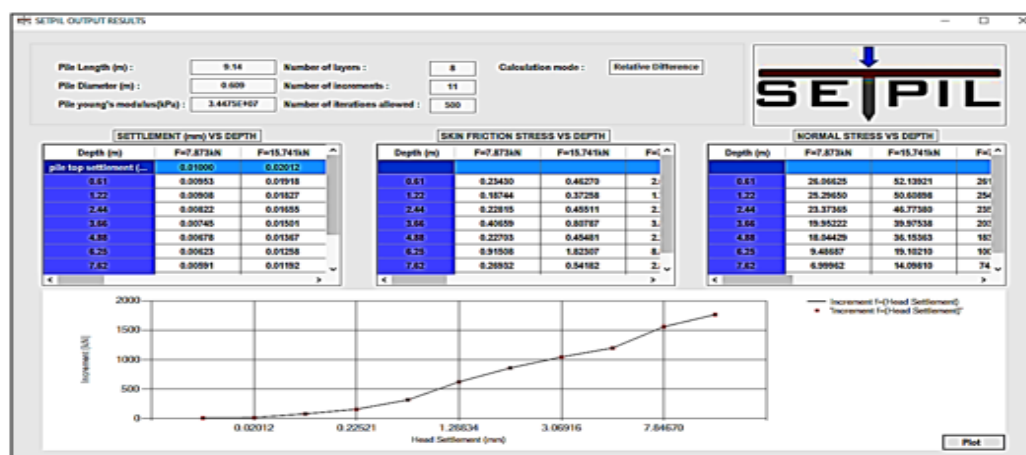


Figure 4 : Copie d'écran de l'interface de SETPIL

Figure 4 : Screenshot of the interface of SETPIL

3- Paramètres de calcul du tassement

Les courbes de transfert de charge sont complètement définies par les fonctions hyperboliques de $\tau(z)$ et q_p et les paramètres de transfert de charge B_0 , R_0 , q_s et q_l . Les deux dernières grandeurs sont définies par la méthode adoptée de calcul de la capacité portante du pieu, généralement en fonction du mode d'installation du pieu, de la nature du sol, et de ses propriétés telles que la pression limite pressiométrique P_l ou la résistance pénétro-métrique q_c . Les paramètres B_0 et R_0 peuvent être déterminés à partir d'un modèle théorique d'élasticité ou à partir des propriétés du sol.

En considérant le sol comme un milieu élastique linéaire homogène, caractérisé par un module d'élasticité E_s et un coefficient de Poisson ν , Cassan (1978) a proposé de calculer R_0 et B_0 comme suit [3] :

$$R_0 = \frac{6}{1 + \nu} E_s \quad (8)$$

$$B_0 = \frac{E_s}{B(1.53 \log(2 \frac{D}{B}) + 0.95)} \quad (9)$$

A partir des données de l'essai pressiométrique (PMT), Frank et Zhao (1982) ont proposé une relation semi-empirique liant R_0 et B_0 au module pressiométrique E_M [4] :

$B_0 = 2E_M/B$ et $R_0 = 11E_M$ pour les sols fins ;

$B_0 = 0.8E_M/B$ et $R_0 = 4.8E_M$ pour les sols granulaires.

Notons que ces recommandations ne sont valables que pour des charges Q en deçà de $0.7Q_c$ (Q_c étant la charge critique ou de fluage du pieu).

Les paramètres de transfert de charges peuvent aussi être déterminées à partir d'un essai de chargement vertical d'un pieu instrumenté par des jauges ou par un extensomètre le long de son fût ou à partir d'un essai sur modèle réduit, le premier étant couramment mené dans le cas d'un projet d'ouvrage important et le second dans le cadre de la recherche appliquée. Ces deux possibilités seront analysées ci-après.

4- Modélisation du transfert de charges en chambre d'étalonnage

La modélisation physique en géotechnique peut se faire par simulation d'un

ouvrage en vraie grandeur tel qu'un essai de chargement d'un pieu ou en modèle réduit. La théorie de similitude stipule que pour qu'un modèle réduit à l'échelle géométrique $1/N$ se comporte en conservant les mêmes contraintes et déformations que le prototype, il faut augmenter ses forces de masse N fois, ce qui se fait couramment à travers une centrifugeuse [5].

L'essai sur modèle réduit peut se faire par simulation de l'ensemble de l'ouvrage, ce qui est le cas en centrifugeuse ou d'une partie dans la chambre d'étalonnage. Dans ce dernier cas, il s'agit d'une simulation locale visant à soumettre le modèle réduit aux mêmes conditions aux limites et de chargement que le prototype [6].

La chambre d'étalonnage de l'Unité de Recherche Navier (UR-Navier), au CERMES (Centre d'Enseignement et de Recherche en MEcanique des Sols) à l'ENPC (Ecole Nationale des Ponts & Chaussées) est un dispositif expérimental qui permet d'étudier le comportement d'une tranche de sol à une profondeur donnée. Selon la figure 5, elle est constituée principalement d'un piston, d'une enceinte métallique, de deux embases (inférieure et supérieure), et d'un couvercle [7].

Le piston, qui constitue la base du dispositif, possède un diamètre de 524 mm et une course de 300 mm. Il permet d'appliquer une contrainte verticale à la base du massif de sol à l'aide d'un système de pressurisation (cellule air - eau).

Les deux embases sont épaisses de 38 mm chacune et intègrent un système de drainage circulaire, recouvert d'un plastique poreux de 3 mm d'épaisseur. L'embase supérieure, posée sur le haut du massif, est munie d'un trou central permettant la pénétration de la sonde.

Le massif de sol étudié est contenu dans une membrane en néoprène, épaisse de 2 mm, et assez résistante pour supporter des contraintes importantes de consolidation et assurer une bonne étanchéité du massif de sol. Cette membrane est maintenue par 2 joints toriques sur chaque embase.

L'enceinte de confinement latérale (cerce métallique) est un tronçon de tube de 650 mm de diamètre et d'une épaisseur de 6.35 mm, permettant d'appliquer la contrainte horizontale souhaitée. Le couvercle supérieur vient s'ajouter directement sur la cerce métallique et est fixé par des tirants qui le relie à la partie inférieure de la chambre d'étalonnage.

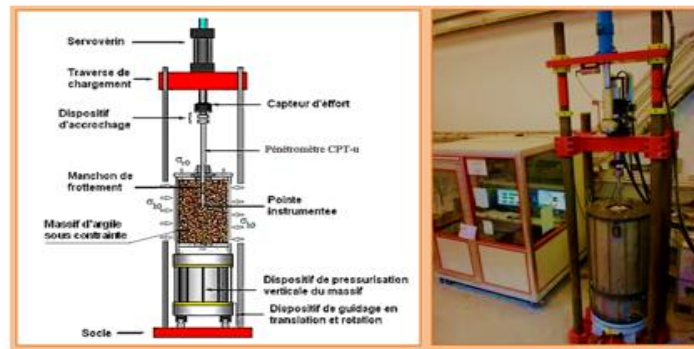


Figure 5. Schéma et photo de la chambre d'étalonnage
Figure 5. Scheme and photo of the calibration chamber

Le massif de sol argileux a été réalisé à partir de la kaolinite Speswhite, largement utilisée dans les laboratoires de recherche vu, d'une part sa faible aptitude au gonflement (Coefficient d'activité $A_c=0.416$) et d'autre part, sa perméabilité relativement élevée permettant ainsi d'accélérer la phase de consolidation. Selon le système de classification USCS/LCPC, ce matériau est classé comme une, argile très plastique (CH/A_t). Il est bien gradué, moyennement compressible avec $C_c/(1+e_0)$ égal à 0.44. L'essai de compression triaxiale CU+U a donné les caractéristiques mécaniques effectives suivantes : $c' = 0$ kPa et $\phi' = 21^\circ$ [8].

Le piézocône utilisé, tel qu'illustré à la figure 6, a un diamètre de 36 mm (aire de 10 cm²), une longueur de 28.8 cm et un angle au cône de 60°, le manchon de frottement latéral est long de 13.5 cm (surface latérale de 150 cm²).

La figure 7 illustre la mise en place du piézocône avant le lancement de l'essai de pénétration.

Après une phase de consolidation primaire, ce massif est le siège d'un essai de pénétration statique au piézocône (CPT-u) avec une vitesse de 1 mm/s jusqu'à une profondeur de 380 mm (10.5 diamètres) suivi d'un essai de chargement monotone à une vitesse de 30 $\mu\text{m}/\text{min}$ pour atteindre un tassement de 4 mm, ce qui a permis l'obtention de la courbe d'enfoncement de la pointe conique q_p-v et celle du frottement latéral sur le manchon, soit $\tau-v$. Les figures 8 et 9 illustrent respectivement ces deux courbes.

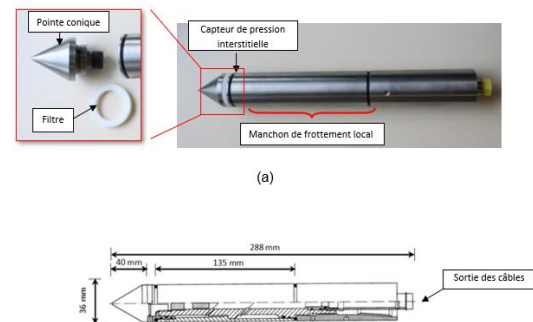


Figure 6. Photo et schéma du piézocône
Figure 6. Photo and scheme of the Piezocone

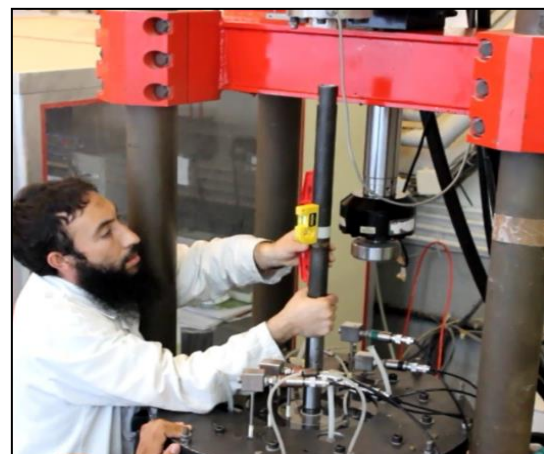


Figure 7. Mise en place du piézocône
Figure 7. Installation of the Piezocone

L'allure hyperbolique des deux courbes de transfert de charge a permis de les ajuster selon la méthode des moindres carrés et obtenir les raideurs B_0 et R_0 respectivement égales à 1190 MPa/m et 51 MPa/mm. La résistance en pointe q_l est de 1 MPa alors que la contrainte limite q_s du frottement latéral est de 39 kPa.

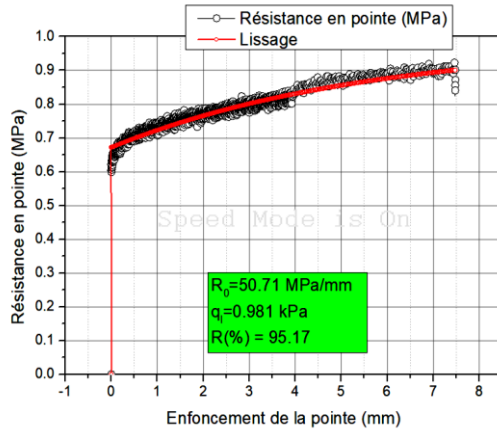


Figure 8. Courbe de pression en pointe
Figure 8. Curve of the pile tip pressure

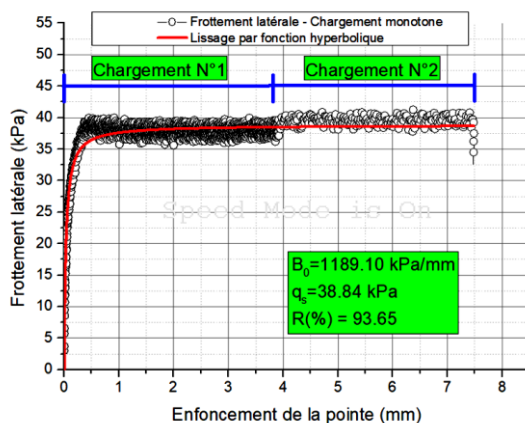


Figure 9. Courbe du frottement latéral
Figure 9. Skin friction mobilisation curve

Un tel essai a été mené sous des contraintes verticale et horizontale respectivement égales à 250 et 150 kPa, ce qui correspond, en estimant le poids volumique déjàugé à 10 kN/m³, à une profondeur de 250/10=25 m. La figure 8 simule en fait la courbe de pression en pointe conique d'un pieu métallique élancé ayant une fiche de 25 m.

5- Modélisation du transfert de charges en vraie grandeur

L'essai de chargement axial d'un pieu instrumenté par un extensomètre amovible ou par des sections de jauges de déformation le long du pieu permet une mesure directe du frottement latéral Q_s et de l'effort en pointe Q_p . Il s'agit ainsi d'un moyen pragmatique de mesure de la capacité portante Q_l (correspondant à la charge appliquée dans le domaine des grands déplacements) contournant les difficultés des méthodes de calcul. A partir de la mesure des déformations axiales le long du pieu, on déduit le profil de l'effort axial $N(z)$, et la contrainte de frottement latéral $\tau(z)$ s'obtient par dérivation comme suit :

$$\tau(z) = \frac{1}{\pi B} \frac{dN}{dz} \quad (10)$$

La figure 10 illustre la courbe de mobilisation du frottement latéral, à la profondeur de 8.8 m, d'un pieu en béton armé foré dans un sol multicouche situé à Baraki et instrumenté par 8 sections extensométriques fonctionnant en corde vibrante.

L'ajustement de cette courbe a donné une raideur B_0 égale à 15.8 MPa/m et une contrainte de frottement limite q_s de 180 kPa. Notons que cette valeur est beaucoup plus grande que la valeur plafond stipulée par le règlement pour une argile molle (catégorie A), soit de 40 kPa.

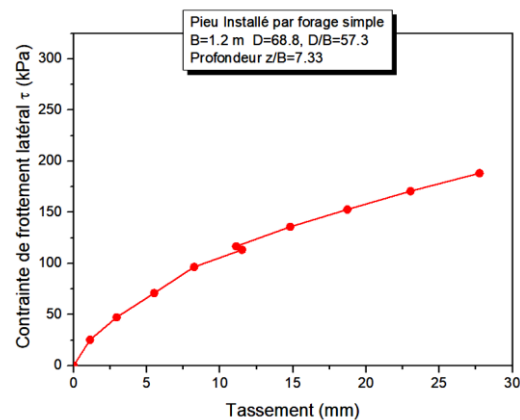


Figure 10. Courbe de frottement latéral
Figure 10. Skin friction mobilisation curve

6- Application de la méthode SETPIL

On analyse le comportement d'un pieu isolé foré ayant un diamètre de 1.20 m, une fiche de 14 m et un module d'Young de 32000 MPa. Le sol de fondation, situé à Constantine, est un tricouche composé d'une couche de limon épaisse de 3 m, surmontant une couche de gravier et cailloux épaisse de 5 m, le tout reposant sur un horizon de marne raide.

Le sol autour du pieu est découpé en 11 tranches tenant compte de la lithologie du sol. A partir de l'essai PMT, les paramètres B_0 et R_0 ont été déterminés à partir des corrélations recommandées par Frank et Zhao (1982) mentionnées au paragraphe 3, et q_s et q_l ont été calculées conformément à la norme NF P94-262 en fonction de la pression pressiométrique limite. On aboutit à $R_0=673.2$ MPa, $q_l=8045$ kPa et q_s et B_0 étant fonctions de la profondeur.

Le pieu d'essai est soumis à une série de 10 efforts axiaux, d'un incrément constant de 1200 kN, soit de 1200 kN à 11600 kN.

Les calculs prévisionnels ont été menés avec SETPIL en optant pour le mode "Différences relatives" en fixant une tolérance de 10% sur les itérations, ainsi qu'un nombre max d'itérations de 500.

A partir des valeurs de q_s et q_l , on peut calculer la capacité portante Q_l comme suit :

$$Q_l = Q_p + Q_s = S_b q_l + P \int_0^D q_s(z) \cdot dz$$

S_b et P étant respectivement l'aire de la section en pointe et le périmètre du pieu. On trouve $Q_p=9100$ kN, $Q_s=4650$ kN et $Q_l=13750$ kN. La charge critique Q_c est calculée comme suit :

$$Q_c = 0.5Q_p + 0.7Q_s = 7805 \text{ kN} \quad (11)$$

Un essai de chargement axial a été mené sur un pieu expérimental instrumenté, ce qui a abouti à la courbe de chargement illustrée à la figure 11 et comparée à celle simulée par SETPIL. On constate une bonne qualité de prévision des tassements sur l'ensemble des points, bien que la comparaison doive se faire seulement pour des charges inférieures à 70% de Q_c , domaine de validité des recommandations de Frank et Zhao (1982).

Cette figure montre que sous un effort vertical maximum de 11600 kN, soit de 84.4% de Q_l , le tassement mesuré est de 39.4 mm, soit

de 3.3% du diamètre, ce qui est beaucoup plus faible que le seuil conventionnel de mobilisation de la capacité portante qui est de 10% du diamètre, soit de 120 mm.

Notons enfin que le rapport $Q_s/Q_l = 33.8\%$, ce qui correspond plutôt au comportement d'un pieu travaillant en pointe.

La figure 12 illustre les profils de l'effort normal $N(z)$ le long du pieu, marqués par une diminution typique de l'effort normal dans le pieu avec la profondeur. La figure 13 décrit un profil assez irrégulier de la contrainte de frottement latéral $\tau(z)$ suite à la nature multicouche du sol étudié.

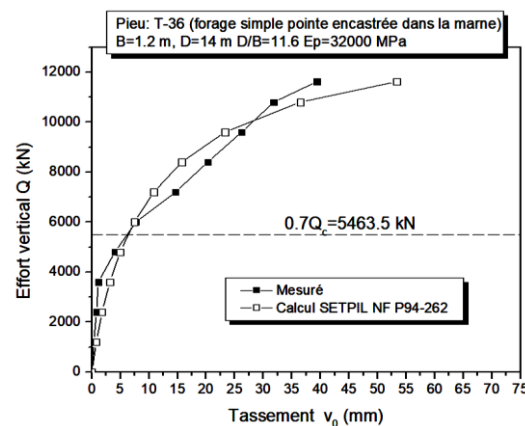


Figure 11. Courbes de chargement vertical
Figure 11. Load-settlement curves

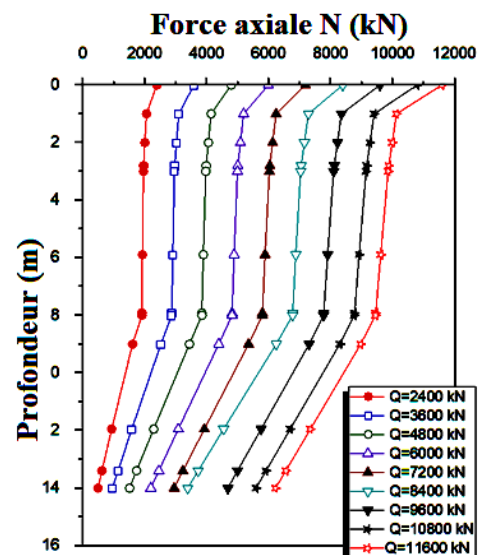


Figure 12. Profil d'effort axial le long du pieu
Figure 12. Axial load curve along the pile

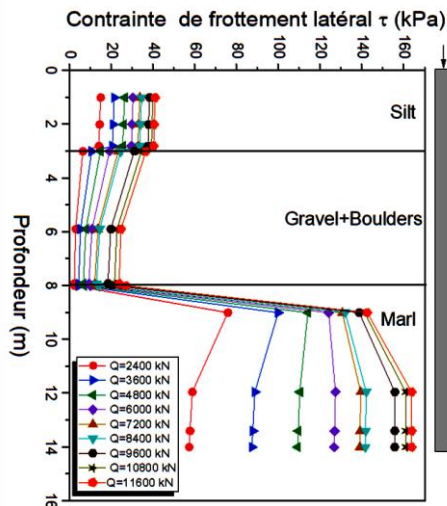


Figure 13. Profil de frottement latéral
Figure 13. Skin friction stress curves

7- Conclusions

Cet article a pour objectif d'introduire le calcul aux états limites de service (ELS) d'un pieu chargé axialement en mettant l'accent sur l'apport de la théorie de transfert de charges à l'estimation du tassement sous les combinaisons de charge de service. Une présentation succincte des équations de base sur lesquelles repose le programme freeware SETPIL, mis librement à la disposition du lecteur, a été suivie par l'étude expérimentale des paramètres de transfert de charges via une modélisation physique. Les résultats d'essai de pénétration statique au piézocône dans un massif de Kaolin en chambre d'étalonnage, ainsi que ceux d'un essai de chargement axial d'un pieu grandeur nature ont été interprétés en vue de montrer la possibilité de détermination expérimentale des paramètres de transfert de charge, en l'occurrence B_0 et R_0 .

L'application de la méthode SETPIL a été faite à travers la simulation de la courbe de chargement et les profils de contrainte d'un pieu d'essai et a montré la bonne qualité de prévision des tassements sur la base des recommandations de la norme française NF P94-262 accompagnant l'Eurocode 7.

Liste des symboles et Notations

a : Paramètre de tassement (m^{-1})
 B : Diamètre du pieu (m)
 B_0 : Raideur du frottement latéral (kPa/mm)
 D : Fiche du pieu (m)
 E_s : Module d'élasticité du sol (MPa)

N : Effort vertical à la profondeur z (kN)
 Q : Effort vertical appliqué en tête (kN)
 Q_l : Capacité portante verticale du pieu (kN)
 Q_s : Effort limite de frottement latéral (kN)
 Q_p : Effort limite en pointe (kN)
 Q_c : Effort vertical critique ou de fluage (kN)
 q_p : Pression mobilisée en pointe (MPa)
 q_l : Résistance en pointe du pieu (MPa)
 q_s : Contrainte limite de frottement (kPa)
 R_0 : Module de pression en pointe (MPa)
 v : Tassement du pieu à la profondeur z (mm)
 z : Profondeur comptée de la surface du sol (m)
 τ : Contrainte de frottement latéral (kPa)
 LCPC : Laboratoire Central des Ponts & Chaussées
 PMT : Essai Pressiométrique normal
 USCS : Unified Soil Classification System

Références bibliographiques

- [1] Poulos, H., Davis, E., *Pile foundation analysis and design*, John Wiley and Sons, 1980.
- [2] Bouafia, A., *Les essais in-situ dans les projets de fondations*, OPU, 2004.
- [3] Cassan, M., *Les essais in-situ en mécanique des sols*, Tome II : *Application et méthodes de calcul*, éditions Eyrolles, 1978.
- [4] Frank, R., Zhao, S-R., *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charges axiales de pieux forés*, Bulletin de liaison des LPC, N°119, pages 17-24, 1982.
- [5] Haouari, H., Bouafia, A., *Essais sur modèles réduits centrifugés de pieux isolés sous charge latérale - Analyse des courbes P-Y*, Algérie-Equipement No. 61, pp : 43-52, juin 2019.
- [6] Bouafia, A., *Introduction à la dynamique des sols*, Tome 1 : *Principes de base*, 1^{re} édition OPU, 2010, 335 p.
- [7] Khouaouci, M., *Evaluation de la réponse cyclique d'un pieu isolé dans le sable*, Thèse de Magister en Génie Civil de l'université de Blida, soutenue le 11 Nov. 2009.
- [8] Khouaouci, M., *Modélisation expérimentale en chambre d'étalonnage du comportement monotone et cyclique d'une sonde CPT-u dans l'argile saturée*, Thèse de Doctorat en Génie Civil de l'Université de Blida, (en cours).