

ARTICLE DE RECHERCHE / RESEARCH ARTICLE

Pieux isolés sous charges latérales – Construction des courbes P-Y à partir de l'essai SPT

Abdesselem Laouedj¹ et Ali Bouafia^{2,★}

¹ Université Mouloud Mâameri de Tizi-Ouzou, faculté de construction, 15000 Tizi-Ouzou, Algérie

² Université Saâd Dahleb de Blida, faculté de technologie, département de génie civil, 09000 Blida, Algérie

Résumé – Le calcul aux états limites des fondations sur pieux nécessite une analyse fine du comportement du système pieu/sol vis-à-vis d'un chargement latéral, en utilisant couramment le concept des courbes de transfert de charges P-Y. Ces dernières sont définies empiriquement à partir de l'interprétation des essais géotechniques *in situ*, tels que l'essai pressiométrique. La littérature ne présente par contre aucune méthode pratique de construction directe de ces courbes à partir de l'essai de pénétration standard (SPT), pourtant largement utilisé dans les reconnaissances des sols pulvérulents. L'article présente une méthode pratique de définition directe des courbes P-Y à partir de l'essai SPT dans les sables, à partir de l'analyse inverse d'une base de données mondiale d'essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur dans des sols sableux. Enfin, une étude comparative des méthodes courantes de construction indirecte des courbes P-Y, par corrélation avec l'essai SPT, a été entamée en comparant les déplacements calculés en tête du pieu à ceux mesurés au cours d'essais de chargement de pieux.

Mots clés : pieu / chargement latéral / courbe P-Y / essai SPT / sable

Abstract – **Single piles under lateral loads – Construction of P-Y curves on the basis of the standard penetration test SPT.** The ultimate and serviceability limit states design of pile foundations often requires a detailed analysis of the behaviour of the pile/soil system against a lateral loading, the most commonly used approach being the concept of P-Y load-transfer curves. These latter are empirically defined on the basis of the interpretation of the *in situ* geotechnical tests like the pressuremeter test. The piles literature is rather poor regarding any practical method of direct construction of these curves based on the standard penetration test (SPT) yet extensively used in the site investigation of cohesionless soils. The paper presents a practical method to define the P-Y curves based on the SPT test in sand, on the basis of a back-analysis of a global database of full-scale lateral loading tests in sandy soils. At last, comparative study was carried out to assess the predictive capability of current methods of construction of the P-Y curves based on correlation with the SPT test by comparing the predicted pile head deflections to those measured during full-scale loading tests of piles.

Keywords: pile / lateral loading / P-Y curve / SPT test / sand

1 Introduction

L'analyse de la réponse latérale d'un système de fondations sur pieux était depuis plusieurs décennies un thème fécond d'études et de recherches aussi bien numériques qu'expérimentales, en vue de comprendre le phénomène de la réponse latérale et de mettre au point des méthodes pratiques de dimensionnement des pieux. La complexité de l'interaction pieu/sol sous charges latérales est principalement due à son

caractère tridimensionnel et à la multitude de paramètres clefs gouvernant la réponse du système pieu/sol.

Les essais de chargement des pieux en vraie grandeur présentent une approche pragmatique séduisante tentant de contourner la difficulté de modélisation rationnelle de ce problème, mais malheureusement éclipsée par son coût élevé et la difficulté, voire l'impossibilité de mener une étude paramétrique élucidant les effets séparés des paramètres clefs dans cette interaction complexe sol/pieu.

Le calcul à la base des courbes P-Y est une approche pratique permettant une analyse performante des efforts et déplacements du pieu sous une charge horizontale. Ces courbes sont construites, comme le prescrivent les règlements

★ Auteur de correspondance : ali.bouafia@univ-blida.dz ;
ali.bouafia@enpc.fr

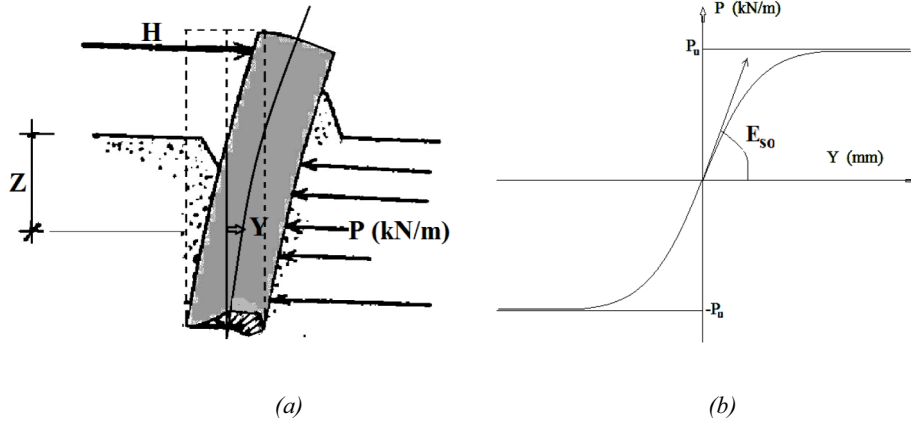


Fig. 1. Flexion d'un pieu sous un effort horizontal.
Fig. 1. Bending pile under horizontal load.

géotechniques tels que l'API et l'Eurocode 7, d'une manière empirique ou semi-empirique à partir des paramètres mesurés par les essais géotechniques traditionnels, aussi bien au laboratoire que sur place (AFNOR, 2012 ; API, 2014).

Rappelons que l'essai de pénétration au carottier (ou essai SPT) consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu permettant d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé, à l'aide d'un mouton pesant 63,5 kg et tombant en chute sur une hauteur de 0,76 m, et à mesurer le nombre de coups N_{spt} nécessaire pour faire pénétrer le carottier de 30 cm. L'appareillage standard transmet une énergie de battage égale à 60 % de l'énergie théorique de chute libre, soit un rapport d'énergie ER (Energy ratio) de 0,6.

L'essai SPT a connu ces dernières décennies un regain d'intérêt suite à son évolution vers un équipement standardisé prescrit par la norme internationale ISO 22476-3 (ISO, 2005). En effet, la diversité des appareils de l'essai SPT s'est systématiquement traduite par des procédures expérimentales différentes, influençant notablement les résultats obtenus. Sous la nécessité d'unifier le langage des spécialistes et afin de comparer des choses comparables, un appareil standardisé a été proposé et adopté par la suite par la norme ISO.

Les valeurs mesurées du nombre de coups N_{spt} doivent être corrigées pour tenir compte de l'effet de profondeur (ou effet des pressions de confinement) par un coefficient C_N égal à 1 pour une contrainte verticale effective σ_v' du poids des terres de 100 kPa, aboutissant au nombre corrigé N_{spt}^1 comme suit (ISO, 2005) :

$$N_{spt}^1 = N_{spt} C_N = N_{spt} \sqrt{\frac{100}{\sigma_v'}} \quad (1)$$

Le coefficient C_N doit être compris entre 0,5 et 2. Selon Liao et Whitman (1986), il faut limiter C_N à 2, pour des profondeurs inférieures à 3 m.

Enfin, pour des appareils non standards ou pour un rapport d'énergie ER de l'appareil différent de 60 %, il convient d'effectuer des corrections tenant compte entre autres de la longueur et du diamètre des tiges, de la masse et de la hauteur de chute du mouton, et du rapport d'énergie de battage, par le biais du facteur C_{60} (ISO, 2005) :

$$(N_{spt}^1)_{60} = C_N C_{60} N_{spt} \quad (2)$$

L'essai SPT est bien adapté à l'investigation des sols pulvérulents ou essentiellement pulvérulents tels que les sables, les graviers et les sables légèrement argileux ou limoneux. Cet essai s'est octroyé une place importante dans les projets géotechniques, et outre les avantages généraux des essais *in situ*, à savoir la simplicité, la rapidité et le coût relativement faible, il permet d'extraire des échantillons remaniés du sol traversé. Il s'agit aussi d'un outil courant de calculs des fondations tant superficielles que profondes, ainsi que pour l'analyse du potentiel de liquéfaction sismique. Les méthodes de calcul à partir de l'essai SPT s'inscrivent dans une logique purement empirique et jusqu'à maintenant, il n'existe pas, à notre connaissance, une théorie permettant d'interpréter cet essai, en dépit d'une riche littérature traitant de ses performances dans les projets de géotechnique (Bouafia, 2011).

Sous l'effet d'un effort horizontal et/ou d'un moment de flexion en tête du pieu, une section courante du pieu à une profondeur z manifeste une déflexion $Y(z)$ suite à un équilibre des efforts en tête du pieu et la réaction $P(z)$ du sol autour du pieu (Fig. 1a).

La formulation de l'équilibre statique du pieu dépend de la rigidité relative pieu/sol et de la loi de comportement de l'interface pieu/sol, liant la déflexion $Y(z)$ du pieu à la réaction $P(z)$ du sol, décrite couramment par la courbe P-Y. La loi la plus courante est du type élastoplastique (Fig. 1b), caractérisée par une variation pratiquement linéaire dans le domaine des petits déplacements et la convergence vers une asymptote horizontale dans le domaine des grands déplacements.

Selon l'hypothèse de Winkler, à une profondeur z donnée, la section du pieu se déplace de Y et le sol réagit par une réaction P (force par unité de longueur) telle que :

$$P(z) = E_s(z)Y(z). \quad (3)$$

$E_s(z)$ est le module de réaction latérale à la profondeur étudiée, dont la valeur initiale E_{s0} est définie comme étant la pente initiale de la courbe P-Y aux petits déplacements (Fig. 1b).

L'équilibre d'une tranche d'épaisseur infinitésimale d'un pieu flexible se traduit par l'équation différentielle suivante,

Tableau 1. Valeurs de N_H (MPa/m) en corrélation avec la densité du sable.
Table 1. Values of N_H (MPa/m) correlated to the density of sands.

Auteurs	Année	Sable lâche		Sable moyen		Sable dense			
		N_{spt}	N_H	N_{spt}	N_H	N_{spt}	N_H		
Terzaghi	1955	4–10	Hors nappe	2,2	10–30	Hors nappe	6,6	Hors nappe	18
			Sous la nappe	1,3		Sous la nappe	4,4	Sous la nappe	11
Johnson <i>et al.</i>	1968	8	2,60	10	4,10	30	14,50		
Reese <i>et al.</i>	1974		Hors nappe	6,8		Hors nappe	24,4	Hors nappe	61
			Sous la nappe	5,4		Sous la nappe	16,3	Sous la nappe	34
US Navy Manual	1982	4–10	1,88	10–30	6,90	30–50	12,50		

caractérisant la déformée d’une poutre fléchie :

$$E_p I_p \frac{d^4 Y(z)}{dz^4} + E_s(z).Y(z) = 0. \quad (4)$$

En vue de tenir compte d’une part de la variabilité spatiale des propriétés du sol et d’autre part de la non-linéarité de son comportement, un calcul itératif de l’équilibre du pieu sous les efforts en tête et la réaction du sol le long du pieu peut être mené sur la base de l’équation (4). En pratique, le pieu est découpé en tranches suffisamment minces pour considérer que le module E_s est constant dans chaque tranche, les courbes P-Y sont construites au milieu de ces tranches et introduites dans un logiciel de calcul. Il en existe une large gamme telle que PILATE (Bagueulin *et al.*, 1976), LPILE (Reese et Van Impe, 2001), et SPULL (Single Pile Under Lateral Loads) développée à l’université de Blida (Bouafia, 2007).

Des corrélations empiriques entre le module de réaction et les caractéristiques géotechniques du sol, telles que le nombre de coups N_{spt} ou l’angle de frottement interne, ont été proposées. On considère souvent que le profil du module de réaction dans un sol sableux physiquement homogène est linéaire, tel que :

$$E_{s0} = N_H z. \quad (5)$$

Les valeurs du gradient N_H (en MPa/m) ont été corrélées au nombre N_{spt} pour différents types de sables classés selon les résultats de l’essai SPT (Tab. 1) [Bouafia, 1990].

Une certaine concordance est à remarquer sur les valeurs de N_H recommandées pour le sable lâche. Pour un sable moyen, les valeurs recommandées par Terzaghi et le Navy Manual sont pratiquement les mêmes. Pour un sable dense, les valeurs recommandées par Terzaghi sont par contre les plus élevées. Notons en outre que la détermination de N_H à partir de l’angle de frottement interne est très délicate, du fait des incertitudes inhérentes sur ce paramètre et de la sensibilité de N_H à ce paramètre (Bouafia, 1990).

Christoulas (1990) a recommandé une distribution parabolique de module de réaction formulée comme suit :

$$E_s = \beta.D^{3/4}.N_H.z^{1/4}. \quad (6)$$

D étant la fiche du pieu, N_H est le gradient du module de réaction prenant les valeurs recommandées par Terzaghi (Tab. 1). Enfin, le facteur adimensionnel β prend les valeurs de 0,3 à 0,9 en fonction du niveau de déplacement en tête du pieu.

Il se dégage enfin que ces corrélations empiriques sont limitées à la configuration assez simple d’un massif homogène, ignorant ainsi la variabilité spatiale inhérente des propriétés du sol. En outre, la résistance latérale P_u du sol, paramètre mécanique essentiel de la courbe P-Y, nécessite d’être directement corrélée avec N_{spt} , ce qui n’a pas été mentionné, à notre connaissance, dans la littérature.

Suite à des essais de chargement des pieux dans un site sableux, Reese *et al.* (1974) ont proposé une formulation de la courbe P-Y sur la base de l’angle de frottement interne ϕ et de la densité du sable. La courbe comporte une portion initiale linéaire ayant pour pente un module de réaction supposé ayant un profil linéaire de gradient N_H , conformément à l’équation (5) (Tab. 1), suivie d’une portion parabolique et une autre linéaire, pour converger enfin vers une asymptote horizontale caractérisée par une résistance latérale P_u du sol. Cette dernière est calculée à partir du schéma d’une poussée (Rankine) et celui d’une butée (Coulomb) selon un coin de rupture élargi d’un angle de $\phi/2$. Elle est la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$P_{u1} = \gamma.z.(C_1.z + C_2 B), \quad (7)$$

$$P_{u2} = \gamma.z.C_3.B. \quad (8)$$

C_1 , C_2 et C_3 sont les coefficients de la résistance latérale, dépendant de l’angle de frottement du sable.

Suite à des essais sur modèles réduits centrifugés de pieux dans le sable, Georgiadis *et al.* (1992) ont proposé de formuler la courbe P-Y en fonction hyperbolique caractérisée par un module de réaction initiale E_{s0} ayant un profil linéaire et caractérisé par un gradient N_H correspondant aux valeurs recommandées par Terzaghi (Tab. 1), et une résistance latérale P_u donnée par Reese *et al.* (1974), conformément aux équations (7) et (8).

Certains règlements ont prescrit une formulation de la courbe de réaction P-Y à la base de l’essai SPT, notamment l’API (American Petroleum Institute) et l’institut japonais des

recherches portuaires PHRI (Ports and Harbours Research Institute).

La courbe P-Y de l'API est décrite par une tangente hyperbolique, formulée comme suit (API, 2014) :

$$P(Y, z) = AP_u \tanh\left(\frac{N_H z Y}{AP_u}\right). \quad (9)$$

Cette fonction a une asymptote correspondant à la résistance latérale P_u du sol, identique à celle proposée par Reese *et al.* (1974).

Le gradient N_H est la pente du profil supposé linéaire du module de réaction latéral, conformément à l'équation (5), et donné en fonction de l'angle de frottement.

A est un coefficient empirique adimensionnel tel que :

$$A = \max\left\{3 - \frac{8Z}{10B}, 0, 9\right\}. \quad (10)$$

Le PHRI a mis au point une formulation simple de la courbe P-Y comme suit (Kubo, 1965) :

$$P = K_s B Z \sqrt{Y}. \quad (11)$$

Le coefficient K_s , exprimé ci-après en $\text{MN/m}^{3,5}$, a été corrélé à N_{spt} à la base de l'interprétation des essais de chargement de pieux en vraie grandeur, comme suit :

$$K_s = 2,52(N_0)^{0,57}. \quad (12)$$

N_0 est la pente du profil de N_{spt} supposé linéaire en fonction de la profondeur ($N_{\text{spt}} = N_0 \cdot z$).

Il se dégage de ce passage en revue des formulations de la courbe P-Y qu'elles se basent communément sur l'hypothèse simplificatrice d'un profil linéaire du module de réaction, ainsi que sur le modèle théorique de la résistance latérale du sol issu de la théorie de poussée/butée des terres. Or, cette théorie schématise grossièrement les configurations d'état limite du sol autour du pieu. La contribution de la pointe est négligée, par souci de simplification des calculs d'une part, et d'autre part à cause de la complexité du comportement de la pointe du pieu. Le profil de résistance latérale du sol est composé d'une butée suivie d'un passage brusque en contre-butée, et la zone du centre de rotation, ayant des déplacements faibles, correspond alors, d'après ce modèle, à de fortes pressions latérales (Bouafia, 1998, 2004 ; Bouafia *et al.*, 1991).

On présente ci-après les résultats de l'analyse inverse d'une base de données d'une quarantaine d'essais de chargement horizontal en vraie grandeur de pieux isolés, installés dans des sols sableux, ce qui a abouti à la définition des paramètres courbes P-Y, en l'occurrence le module de réaction latérale et la résistance latérale du sol. Une étude comparative est menée par la suite en vue d'évaluer la capacité prédictive des différentes méthodes de construction des courbes P-Y à la base de l'essai SPT.

2 Méthodologie d'analyse

À partir de la figure 1a, considérons à la profondeur z une section courante du pieu, celui-ci étant caractérisé par une fiche D dans le sol, un diamètre B (plus généralement, il s'agit de la

dimension perpendiculaire à la direction de l'effort latéral en tête du pieu) et une rigidité à la flexion $E_p I_p$, E_p et I_p étant respectivement le module d'élasticité du matériau du pieu et le moment d'inertie de la section étudiée du pieu. À cette même profondeur, le sol autour de cette section est caractérisé par une contrainte $\sigma_{v0}(z)$ due au poids des terres, et un nombre de coups $N_{\text{spt}}(z)$.

La courbe de réaction latérale P-Y à cette profondeur, telle que schématisée à la (Fig. 1b), est supposée être décrite par la fonction hyperbole suivante :

$$P(z) = \frac{Y(z)}{\frac{1}{E_{s0}(z)} + \frac{|Y(z)|}{P_u(z)}}. \quad (13)$$

Les paramètres E_{s0} et P_u de la courbe P-Y (Fig. 1b) forment avec les grandeurs mentionnées ci-dessus l'équation générale suivante :

$$f(\sigma_{v0}, N_{\text{spt}}, E_p I_p, D, B, P_u, E_{s0}) = 0. \quad (14)$$

L'application du théorème des π de Vashy-Bukingham de l'analyse dimensionnelle permet de simplifier le problème, en étudiant une équation adimensionnelle équivalente décrite par un nombre réduit de paramètres (4 au lieu de 7) comme suit :

$$g\left(\frac{E_{s0}}{N_{\text{spt}} \sigma_{v0}}, \frac{P_u}{\sigma_{v0} B}, \frac{D}{B}, \frac{E_p I_p}{\sigma_{v0} N_{\text{spt}} D^4}\right) = 0. \quad (15)$$

Le premier terme est noté K_E et appelé nombre modulaire, le second est noté K_N et appelé coefficient de résistance latérale, le troisième est l'élanement du pieu, et le dernier est la rigidité latérale pieu/sol qu'on notera K_R .

Les termes K_E et K_N étant indépendants, puisque le premier correspond à des petits déplacements de la section du pieu et le second aux grands déplacements, l'équation précédente peut se découpler en deux équations :

$$K_E = \frac{E_{s0}}{N_{\text{spt}} \sigma_{v0}} = h\left(N_{\text{spt}}, K_R, \frac{D}{B}\right), \quad (16)$$

$$K_N = \frac{P_u}{\sigma_{v0} B} = j\left(N_{\text{spt}}, K_R, \frac{D}{B}\right). \quad (17)$$

Il s'agit donc de déterminer les fonctions h et j en vue de formuler le module de réaction et la résistance latérale du sol à une profondeur donnée en fonction de K_R et D/B .

Dans ce qui suit, on définit plutôt la rigidité latérale globale pieu/sol en faisant intervenir un module de déformation caractéristique du sol le long du pieu et noté E_c , telle que :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_c D^4}. \quad (18)$$

E_c est défini comme étant la moyenne pondérée (ou analytique) le long de la fiche effective D_e du pieu comme suit :

$$E_c = \frac{1}{D_e} \int_0^{D_e} N_{\text{spt}}(z) \sigma_{v0}(z) dz. \quad (19)$$

D_e est la fiche effective du pieu, c'est-à-dire la longueur du pieu se déformant sous les charges latérales et au-delà de laquelle les sections du pieu sont au repos. La fiche effective D_e

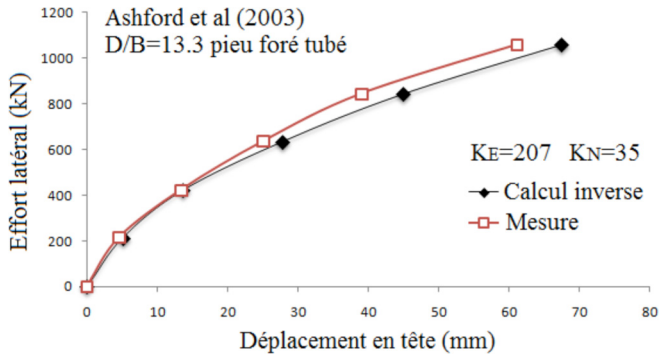


Fig. 2. Courbes de chargement expérimental et calculées à rebours.
Fig. 2. Experimental and back-computed loading curves.

est la plus petite des deux valeurs suivantes : la fiche réelle D (cas d'un pieu semi-rigide où $D < 3L_0$), ou la longueur minimale du même pieu considéré comme infiniment long dans un sol homogène, soit $3L_0$. Ainsi :

$$D_e = \min\{D, 3L_0\}. \quad (20)$$

L_0 , appelée longueur élastique ou longueur de transfert, est usuellement définie par :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_{s0}^c}}. \quad (21)$$

E_{s0}^c est appelé module de réaction caractéristique (ou module de réaction moyen) le long de la fiche effective du pieu, et donné par :

$$E_{s0}^c = \frac{1}{D_e} \int_0^{D_e} E_{s0}(z) dz. \quad (22)$$

À l'aide du logiciel SPULL, une analyse inverse est menée séparément pour chaque essai de chargement, en cherchant les valeurs de K_E et K_N donnant un meilleur calage de la courbe de chargement simulée en tête du pieu avec celle obtenue expérimentalement. Autrement dit, il s'agit de trouver le couple (K_E, K_N) donnant le meilleur coefficient de régression R au sens des moindres carrés. La figure 2 illustre d'ailleurs un exemple de calcul inverse.

Par la suite, on déterminera par ajustement les fonctions h et j en ajustant respectivement K_E et K_N en fonction des variables intervenant dans les équations (16) et (17).

3 Description de la base de données d'essais de pieux

Une base de données a été construite, suite à la collecte des résultats des essais de chargement latéral en vraie grandeur des pieux isolés effectués dans des sols sableux, à partir de la littérature sur les pieux. Les références ayant servi à la construction de la base de données sont repérées par un astérisque dans la liste des références bibliographiques en fin de cet article et dans la section « Pour en savoir plus ».

On dispose de 44 essais de chargement latéral effectués dans 15 sites. Les pieux expérimentaux ont été réalisés à partir de béton armé ordinaire ou précontraint, de tubes en acier, de pieux en H ou de matériaux composites, et ont été installés

dans le sol selon différentes techniques telles que le forage simple, le forage avec tubage ou le battage. L'intervalle des élargissements D/B et celui de la rigidité relative pieu/sol K_R pour les pieux analysés sont respectivement de 10–60 et 10^{-4} – 2×10^{-1} .

La lithologie des sites expérimentaux se compose principalement de dépôts multicouches de sable limoneux et/ou argileux dont le profil N_{spt} est le plus souvent assez hétérogène le long du pieu. Dans certains sites, une nappe phréatique a été détectée.

4 Présentation des résultats

L'analyse inverse de l'ensemble des pieux installés a permis de conclure que l'élargissement D/B a un effet négligeable sur les paramètres K_E et K_N . Il a été remarquablement constaté que tous les pieux étudiés sont plutôt souples ($D \geq 3L_0$), ce qui limite les résultats présentés ci-après à cette catégorie de pieux. En outre, les valeurs trouvées de K_E et K_N dépendent de la position de la courbe P-Y par rapport au niveau de la nappe d'eau.

Des histogrammes typiques du nombre modulaire et du facteur de résistance latérale sont illustrés (Fig. 3) et font dégager des valeurs caractéristiques de ces coefficients, résumées en fonction de la position de la courbe P-Y par rapport à la nappe phréatique (Tab. 2). De telles valeurs permettent de définir directement les courbes P-Y en fonction de la profondeur à la base des équations (13), (16) et (17). Ces dernières équations aboutissent finalement à la définition du module de réaction initial et de la résistance latérale respectivement comme suit :

$$E_{s0}(z) = K_E \cdot N_{spt}(z) \cdot \sigma_{v0}(z), \quad (23)$$

$$P_u(z) = K_N \cdot \sigma_{v0}(z) \cdot B. \quad (24)$$

Il se dégage du tableau 2 que la présence d'une nappe phréatique a pour effet de réduire le module de réaction de 46 %. Le tableau 1 montre que, toutes choses étant par ailleurs égales, cet effet se traduit par une réduction de 33–41 % selon Terzaghi, et de 21–44 % selon Reese, ce qui est en bon accord avec la valeur trouvée par analyse inverse.

De même, cette analyse a abouti à une réduction de la résistance latérale du sol en dessous de la nappe de 37 %. Or, les équations (7) et (8) montrent que la résistance latérale est directement proportionnelle à la contrainte $\sigma_{v0}(z)$. Ainsi, en admettant que l'angle de frottement interne du sable est peu influencé par son degré de saturation, les coefficients C_1 , C_2 et C_3 , dépendant uniquement selon la théorie de Reese de l'angle de frottement, seront par conséquent pratiquement les mêmes en-dessous ou au-dessus de la nappe. De ce fait, le rapport $P_u^{sat}/P_u^{sec} = \gamma'z/\gamma_dz = \gamma'/\gamma_d = (1 - \gamma_w/\gamma_s) \approx 1 - 10/26,5 = 0,62$, γ_w et γ_s étant respectivement les poids volumiques de l'eau et des grains, soit une réduction de P_u à cause de la présence d'une nappe de 37,8 %. Ce raisonnement confirme ainsi clairement la valeur trouvée ci-dessus.

Il est à noter enfin que les données géotechniques disponibles de la base de données comportent en grande majorité des valeurs mesurées de N_{spt} et non pas celles du $(N_{spt}^1)_{60}$, l'analyse inverse étant ainsi faite avec le premier paramètre.

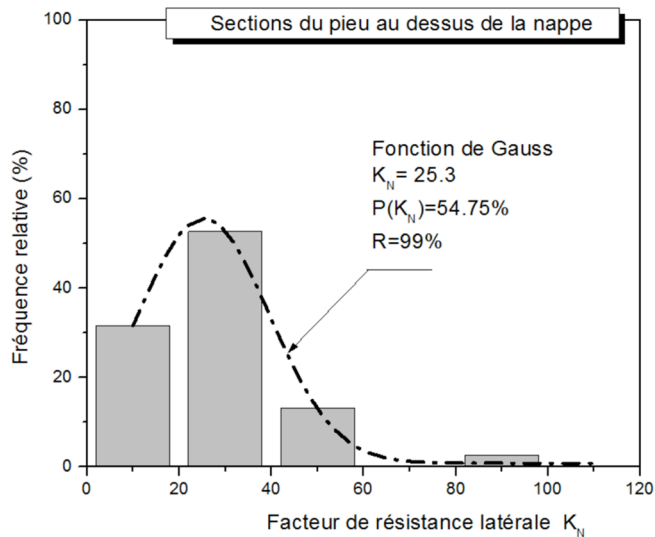
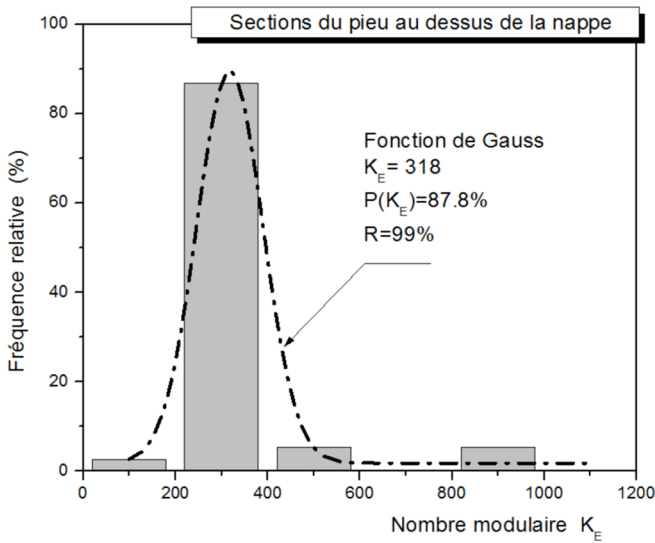


Fig. 3. Histogrammes typiques des paramètres K_E et K_N .
 Fig. 3. Typical histograms of the parameters K_E and K_N .

5 Méthodologie de calcul à partir des courbes P-Y

1. Découper le sol autour du pieu en N tranches suffisamment minces pour que le nombre N_{spt} de coups de l'essai SPT puisse être considéré variant linéairement au sein d'une tranche, la valeur au milieu d'une tranche étant alors une moyenne représentative de toute la tranche.
2. Supposer que la fiche effective $D_e = D$.
3. Calculer le module de déformation caractéristique du sol E_c le long du pieu à partir de l'équation (19). Pour des raisons pratiques, le calcul de l'intégrale peut être approché par la méthode de sommation des trapèzes.
4. Calculer la rigidité relative K_R à partir de l'équation (18).
5. Déterminer le nombre modulaire K_E^i de chaque tranche i en fonction de sa position par rapport à la nappe d'eau, à partir du tableau 2.

Tableau 2. Valeurs des paramètres K_E et K_N des pieux souples ($D \geq 3L_0$).

Table 2. Values of K_E and K_N for flexible piles ($D \geq 3L_0$).

Au-dessus de la nappe phréatique	En dessous de la nappe phréatique
$K_E = 318,0$	$K_E = 171,4$
$K_N = 25,3$	$K_N = 16,0$

6. Calculer le module de réaction caractéristique E_{s0}^c à partir de l'équation (22), qui peut d'ailleurs se transformer comme suit :

$$E_{s0}^c = \frac{1}{D_e} \int_0^{D_e} E_{s0}(z) dz = \frac{1}{D_e} \int_0^{D_e} K_E N_{spt} \sigma_{v0}(z) dz. \quad (25)$$

7. Calculer la longueur élastique L_0 à partir de l'équation (21).
8. Si la fiche $D > 3L_0$, calculer la fiche effective D_e à partir de l'équation (20), et répéter alors les étapes 3 à 8 selon un processus itératif en introduisant à chaque itération la valeur de D_e jusqu'à la convergence. Si par contre $D < 3L_0$, le pieu est plutôt non flexible et la méthode est non applicable.

Dans le cas d'un pieu flexible, le calcul des modules E_c et E_{s0}^c doit faire intervenir les valeurs de N_{spt} des tranches dans la fiche effective D_e et non pas sur toute la longueur du pieu.

9. Calculer les paramètres E_{s0} et P_u respectivement à partir des équations (23) et (24) en fonction de K_E et K_N extraits du tableau 2.

10. Utiliser un programme de calcul du pieu isolé sous forces latérales à la base des courbes de réactions P-Y, tel que SPULL. Dans le cas d'un pieu flexible, on considère dans les calculs que la pointe du pieu est encastree.

6 Étude comparative

L'objectif d'une telle étude est d'évaluer la qualité de prévision du comportement d'un pieu isolé sous des forces latérales par les différentes méthodes exposées ci-dessus. Ces méthodes ne permettant pas une construction directe de la courbe P-Y en corrélation avec l'essai SPT, il a été alors procédé par corrélation des paramètres géotechniques sur lesquels se basent ces méthodes, telles que la densité et l'angle de frottement interne du sable, avec le nombre N_{spt} .

La densité relative des sols sableux a été estimée en utilisant la corrélation empirique suivante (Kulhawy et Mayne, 1990) :

$$D_r = \left[\frac{(N_{spt}^1)_{60}}{40} \right]^{0,5} \quad (26)$$

En outre, l'angle de frottement ϕ peut être estimé en fonction de la densité relative par l'équation suivante, D_r étant exprimée par rapport à l'unité (API, 2014) :

$$\phi = 16D_r^2 + 0.17D_r + 28,4 \quad (27)$$

On dispose au niveau de la base de données de 9 pieux où les valeurs $(N_{spt}^1)_{60}$ étaient disponibles, ce qui a permis de

construire les courbes P-Y et les introduire dans un calcul en déplacements par le logiciel SPULL. Les caractéristiques des pieux sont regroupées dans le **tableau 3**.

À titre illustratif, la **figure 4**, décrivant les prévisions du comportement du pieu N°1 par les différentes méthodes, montre qu'elles sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort

latéral augmente. En outre, ces prévisions sont optimistes et peuvent atteindre respectivement un excès de 23, 29 et 50 %

Tableau 3. Caractéristiques des pieux de l'étude comparative.
Table 3. Features of piles used in the comparative study.

Réf.	N° Installation	D (m)	B (m)	D/B	$E_p I_p$ (MN.m ²)
Ashford et Rollins (2002)	1 Tube battu	11,5	0,324	35,50	28,6
	2 H battu	11,5	0,309	38,46	37,7
	3 Fore tubé	13,8	0,6	23,00	291,8
	4 Fore tubé	14,8	0,9	16,44	1019,4
Juirnarongrit et Ashford (2004, 2005)	5 Foré simple	4,5	0,4	11,25	40
	6 Foré simple	12	0,6	20,00	238
	7 Foré simple	12	0,9	13,33	1217
	8 Foré simple	12	1,2	10,00	3530
	9 Foré simple	12	1,2	10,00	3530

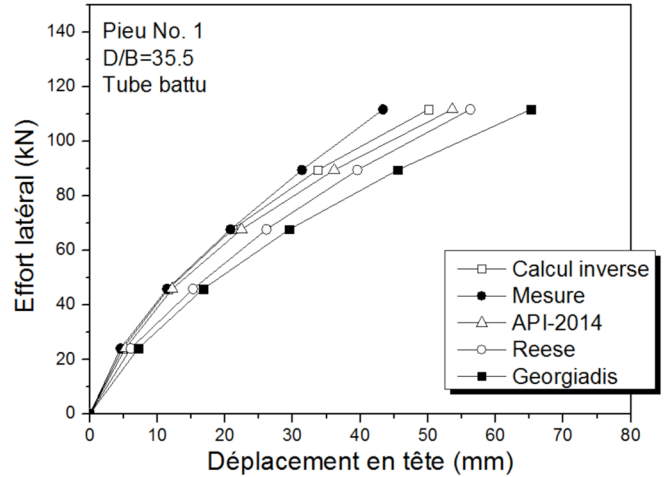


Fig. 4. Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu.

Fig. 4. Comparison of predicted and measured deflections.

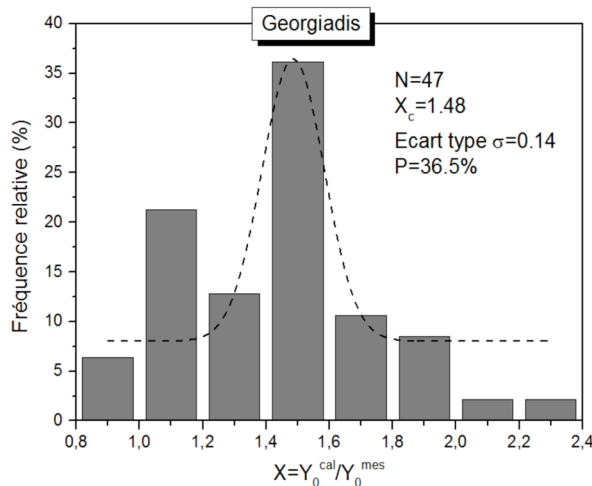
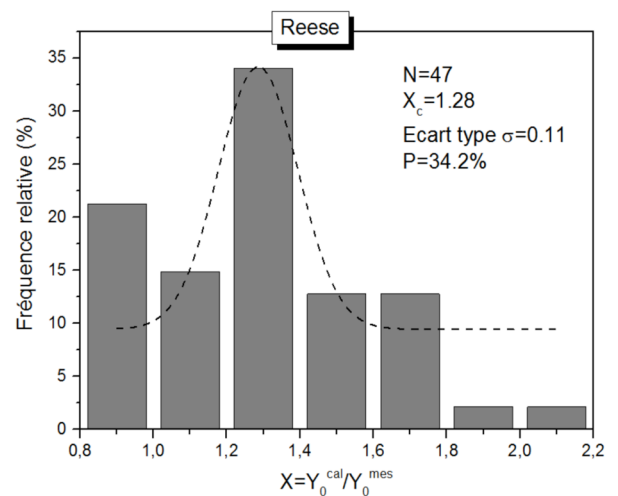
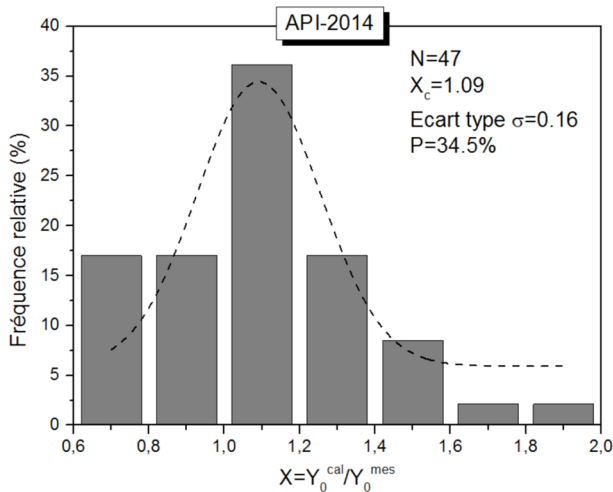


Fig. 5. Histogrammes de prévision des déplacements Y_0 du pieu.

Fig. 5. Histograms of prediction of pile displacements Y_0 .

pour les méthodes de l'API, de Reese et de Georgiadis pour l'effort maximum.

La figure 5 regroupe les histogrammes du rapport Y_0^{calc}/Y_0^{mes} pour les différentes méthodes. On remarque que la méthode de l'API est caractérisée par un rapport de 1,09 et une probabilité pour cette valeur de 34,5 %, alors que la méthode de Reese paraît plus optimiste, caractérisé par un rapport de 1,28 et une probabilité correspondante de 34,2 %. Enfin, la méthode de Georgiadis est la plus optimiste, avec un excès moyen dans ses prévisions de 48,5 %.

7 Conclusions

L'étude du comportement des pieux isolés sous charges latérales dans le cadre de la théorie des courbes P-Y a été entamée à partir de l'analyse inverse d'une base de données d'essais de chargement de pieux grandeur nature, en vue de définir directement les paramètres de la courbe P-Y, en l'occurrence le module de réaction initial et la résistance latérale, en corrélation avec le nombre de coups N_{spt} de l'essai au carottier SPT.

L'analyse d'essais de chargement a montré la non-influence de l'élanement des pieux étudiés, et a montré aussi que les pieux étudiés sont plutôt souples.

Les coefficients K_E et K_N ont été déterminés en fonction du nombre de coups N_{spt} et de la position de la section étudiée du pieu par rapport à la nappe phréatique.

La méthode proposée permet une construction directe et simple des courbes de réaction P-Y à partir du nombre de coups N_{spt} , dispensant ainsi des corrélations successives, entachées d'ailleurs d'incertitudes, comme c'est le cas pour les méthodes existantes.

Enfin, une étude comparative a montré que le comportement en petits déplacements du pieu peut être raisonnablement prédit par les méthodes courantes des courbes P-Y, mais elles manifestent un optimisme dès que l'effort latéral en tête du pieu augmente.

Pour en savoir plus

Ashford SA, Juirnarongrit T. 2003*. Evaluation of pile diameter effect on initial modulus of subgrade reaction. *J Geotech Geoenviron Eng* 129(3): 234–242.

Briaud JL, Moore BH, Mitchell GB. 1989*. Analysis of Pile Loading Tests at Lock and Dam 26. In: *ASCE Proceedings of the Foundation Engineering Congress: current Principles and Practice, Evanston, III, June 25–29 1989*, Kulhawy FH, ASCE. *Geotech Special Publ* 22, Vol. 2, pp. 925–942.

Brown DA, Morrison C, Reese LC. 1988*. Lateral load behavior of pile group in sand. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 114(11): 1261–1276.

Fernandez S, Pando M, Ashour M. 2010*. Case study of the influence of flexural stiffness on the developed soil reactions of 3 laterally loaded piles. *GeoFlorida ASCE*: 1543–1552.

Jennings DN, Thurston SJ, Edmonds FD. 1985*. Static and dynamic lateral loading of two piles. In: *Proceedings of the 8th WCEE, San Francisco, CA*, Vol. 3, pp. 561–568.

Kumar S, Alizadeh M, Lalvani L. 2000*. Lateral load-deflection response of single piles in sand. Southern Illinois

University. *Electron J Geotech Eng*. Available at <http://www.ejge.com/2000/Ppr0018/Abs0018.htm>.

Little RL, Briaud JL. 1988*. Full-scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand. Final report, Paper GL-88-27. Texas: Geotechnical Division, Texas A&M University.

Meyer BJ, Reese LC. 1979*. Analysis of single piles under lateral loading. Research report 244-1, Project 3-5-78-244. Centre for transportation research, University of Texas, pp. 1–182.

O'Neill MW, Murchison JM. 1983*. An evaluation of P-Y relationships in sands. American Petroleum Institute report PRAC 82-41-1. Houston: University of Texas, 174 p.

Poulos HG. 1973*. Load deflection prediction for laterally loaded piles. *Aust Geomech J* G3(1): 1–8.

Rollins KM, Gerber TM, Lane JD, Ashford SA. 2005a*. Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 131(1): 115–125.

Rollins KM, Lane JD, Gerber TM. 2005b*. Measured and computed lateral response of a pile group in sand. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 131(1): 103–114.

Ruesta PF, Townsend FC. 1997*. Evaluation of a laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 123(12): 1153–1161.

Weaver TJ, Ashford SA, Rollins KM. 2005*. Lateral resistance of a 0.6 m drilled shaft in liquefied sand. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 131(1): 94–102.

Références

AFNOR. 2012. Justification des ouvrages géotechniques, Norme nationale d'application de l'Eurocode 7–Fondations profondes, Norme française NF P94-262, 205 p.

API (American Petroleum Institute). 2014. Petroleum and natural gas industries-specific requirements for offshore structures, Part 4: Geotechnical and foundation design considerations, ISO 19901-4:2003 (Modified), 138 p.

Ashford SA, Rollins KM. 2002*. TILT: The Treasure Island Liquefaction Test, Report No. SSRP 2001/17 submitted to the University of California San Diego, 509 p.

Baguelin F, Frank R, Guegan Y. 1976. Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 84, juillet–août 1976, LCPC, pp 113–120.

Bouafia A. 1990. Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse, thèse de Doctorat en génie civil soutenue le 20 décembre 1990, École Centrale de Nantes, 267 p.

Bouafia A. 1998. Experimental analysis of large lateral displacements of piles in centrifuge. In: *Proc. of the 4th Intl. Conf. on Case Histories in Geotech. Eng., St-Louis, Missouri USA, March 8–15 1998*, Paper No. 1–12.

Bouafia A. 2004. Courbes P-Y des pieux isolés dans le sable–Détermination à partir de l'essai pressiométrique. *Rev Fr Géotech* 107 (3° trimestre 2004).

Bouafia A. 2007. Single Piles under Horizontal Loads - Determination of the P-Y curves from the prebored pressuremeter. *Int J Geotech Geolog Eng Springer-Verlag* 25: 283–301.

Bouafia A. 2011. Les essais *in situ* dans les projets de fondations, éditions OPU (Office des Publications Universitaires d'Alger), 3° édition Mai 2011, ISBN 978.9961.0.0612.4, 300 p.

Bouafia A, Garnier J, Levacher D. 1991. Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable. In: *Proceedings of the*

- International Conference on Deep Foundations, ENPC Paris, 19–21 March 1991*, pp. 129–136.
- Christoulas S. 1990. Déplacements de pieux sous charge horizontale, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 168, juillet–août 1990, LCPC, pp. 29–37.
- Georgiadis M, Anagnostopoulos C, Saffekou S. 1992*. Centrifugal testing of laterally loaded piles. *Can Geotech J* 259: 208–216.
- Juirnarongrit T, Ashford SA. 2004*. Lateral load behavior of cast-in-drilled-hole piles in weakly cemented sand. *Transportation Research Record: J Transp Res Board* 1868(1): 190–198.
- Juirnarongrit T, Ashford SA. 2005*. Effect of pile diameter on the modulus of subgrade reaction modulus, Report No. SSRP-2001/22 submitted to Caltrans, Contract 59A0051, 354 p.
- ISO (International Standardization Organisation). 2005. Geotechnical investigation and testing-Field testing, Part 3: Standard penetration test, ISO-22476-3: (E), 1st edition, 22 p.
- Kubo K. 1965. Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles. In: *Proceedings of the ICSMFE, Montreal*, Vol. 2, pp. 275–279.
- Kulhawy FH, Mayne PW. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design, Research Project 1493-6, EL-6800. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute.
- Laouedj A. 2011. Pieux sous charges horizontales – Développement d’un programme de calcul et étude comparative des méthodes de calcul à la base des courbes P-Y, Mémoire de Master, Université de Blida, 210 p.
- Liao S, Whitman RV. 1986. Overburden correction factors for sands. *J Geotech Eng ASCE* 112(3): 373–377.
- Reese LC, Van Impe WF. 2001*. Single piles and pile groups under lateral loading. Rotterdam (Netherlands): A.A. Balkema.
- Reese LC, Cox WR, Koop FD. 1974*. Analysis of laterally loaded piles in sand. In: *Proceedings of 6th offshore technology conference, Houston*, No. 2080, pp. 473–483.

Citation de l'article : Abdesselem Laouedj, Ali Bouafia. Pieux isolés sous charges latérales – Construction des courbes P-Y à partir de l’essai SPT. Rev. Fr. Geotech. 2017, 152, 4.