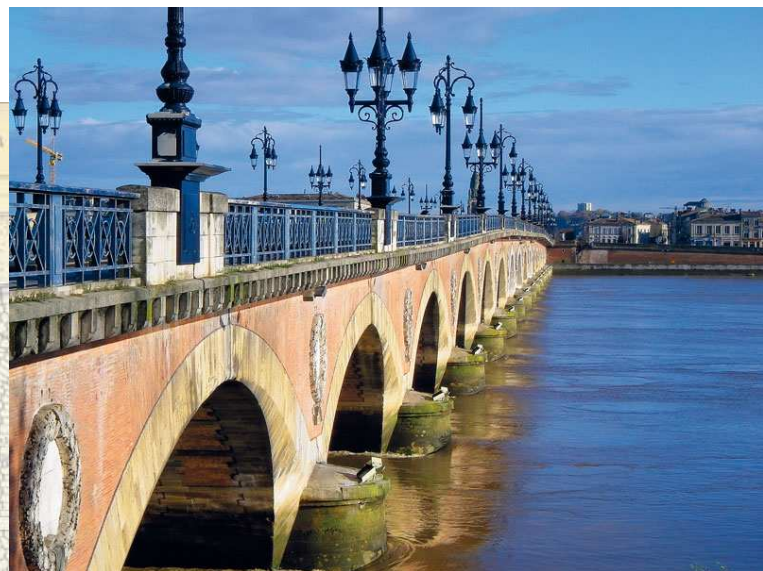




Projet Pieux Bois



Proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques des terrains

Septembre 2013

Proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques des terrains

Livrable du projet Pieux Bois 2012-2013

Ce document a été élaboré dans le cadre du projet C2D2 PieuxBois avec le soutien du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, en charge des technologies vertes et des négociations sur le climat (DGITM). Il comporte un seul volume de 77 pages consacré à la proposition d'une méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques des terrains. Les documents tels que rapports de recherche, plans et photographies proviennent des archives de l'IFSTTAR ou des CETE, certaines photographies ont été prises sur des sites internet ou des plaquettes publicitaires, la plupart des dessins ont été faits par le premier auteur.

Les informations contenues dans ce livrable n'engagent que son auteur et ses co-auteurs. Ces derniers ne sont pas responsables de l'usage qui pourrait en être fait.

Auteur		
Jérome CHRISTIN	IFSTTAR	jerome.christin@ifsttar.fr
Co-auteurs		
Philippe REIFFSTECK	IFSTTAR	p.reiffsteck@terrasol.fr
Alain LE KOUBY	IFSTTAR	alain.lekouby@ifsttar.fr

Sommaire

Sommaire	1
Introduction	3
Partie I. Synthèse bibliographique – Etat de l’art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois.....	5
1 Formules de dimensionnement « dynamiques ».....	5
1.1 Conditions d’application des formules.....	5
1.2 Formules de battage	5
2 Formules de dimensionnement « statiques »	6
2.1 Formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire	7
2.2 Formules utilisant les paramètres déterminés <i>in situ</i>	16
Partie II. Méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes	23
1 Historique des méthodes de dimensionnement des fondations profondes	23
1.1 Des règles de calcul proposées par L. Ménard.....	23
1.2 ...à la publication du dossier pilote FOND 72	24
1.3 Du dossier FOND 72 au Fascicule 62-V (MELT, 1993)	25
1.4 Règles de calcul des fondations profondes établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993)	26
1.5 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Bustamante et Gianceselli, (2006)	28
1.6 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Burlon et al., (2013).....	30
2 Approches de calcul dans l’Eurocode 7.....	33
3 Coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$	34
Partie III. Méthode de dimensionnement française des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques du terrain.....	37
1 Objectifs du dimensionnement	37
2 Principe de la démarche.....	37
2.1 Construction d'une base de données issue de la littérature.....	37
2.2 Base de données américaine.....	38
2.3 Corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_1	38

2.4	Séparation des résistances de pointe et de frottement expérimentales.....	39
2.5	Schéma récapitulatif de la démarche.....	39
3	Calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$	41
3.1	Calage du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$	41
3.2	Calage du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$	44
4	Coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif aux pieux en bois	46
Partie IV. Calculs des tassements des pieux en bois.....		49
1	Présentation des lois de comportement.....	49
1.1	Loi de comportement trilinéaire	49
1.2	Loi de comportement exponentielle	50
1.3	Synthèse des expressions des lois de comportement	52
2	Méthode hollandaise de calcul des tassements de pieux	53
3	Calculs des tassements des pieux en bois	55
3.1	Pieux battus sur le plot expérimental de Rouen	55
3.2	Pieux battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts.....	57
Conclusion		61
Références bibliographiques		63
Annexes		71
Annexe A : Méthode de dimensionnement des fondations profondes établie dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992).....		71
Annexe B : Courbes de chargement des pieux en bois théoriques et expérimentales..		73

Introduction

L'abandon des pieux en bois dans les constructions en France est daté du milieu du 19^{ème} siècle.

Depuis son développement à la fin des années 1950 par L. Ménard, le pressiomètre a été largement utilisé en France pour déterminer les propriétés de résistance des sols. Les résultats de ces essais constituent aujourd'hui les « données d'entrée » des méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes.

L'abandon des pieux en bois étant antérieur d'un siècle au développement du pressiomètre, il n'existe à ce jour aucune règle professionnelle ni « contexte normatif » français permettant de justifier le dimensionnement et l'emploi de ce type de fondation dans la pratique actuelle.

A l'inverse, les Etats-Unis et les Pays-Bas ont su mettre en place des contextes normatifs nationaux favorables en publiant des documents officiels, comme le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) et la norme [NEN-67-43, \(1991\)](#).

La première partie de ce livrable présente un état de l'art des méthodes de dimensionnement des fondations profondes utilisées à l'étranger (Etats-Unis, Pays-Bas, etc.).

La seconde partie traite de l'évolution des méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes s'appuyant sur les résultats des essais pressiométriques, depuis les années 1960 jusqu'à la rédaction et la publication en 2012 de la norme d'application nationale française relative aux fondations profondes NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)).

Une méthode de dimensionnement des pieux en bois s'appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains est proposée dans la troisième partie de ce livrable. Le paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, le facteur de portance $k_{p,\text{pieu bois-sol}}$ et les coefficients de modèle sont explicités et leurs valeurs déterminées.

Enfin, la quatrième partie de ce livrable présente deux lois de comportement, l'une exponentielle, l'autre trilineaire, ainsi que la méthode de calcul hollandaise des tassements des pieux.

Les tassements des pieux en bois déterminés à partir de ces lois de comportement et de la méthode hollandaise sont ensuite comparés.

Partie I. Synthèse bibliographique – Etat de l’art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois

Les formules de dimensionnement des fondations profondes sont classées en deux catégories : les formules « dynamiques » établies à partir des caractéristiques de battage des pieux et les formules « statiques » dans lesquelles interviennent les propriétés de résistance du sol mesurées en laboratoire ou *in situ*.

1 Formules de dimensionnement « dynamiques »

1.1 Conditions d’application des formules

Durant le battage d’un pieu, les mécanismes de rupture dans les sols pulvérulents sont différents de ceux observés dans les sols cohérents.

Les formules dynamiques associent la portance limite d’un pieu à sa résistance à l’enfoncement lors du battage. Leur application est limitée, selon [Leonards, \(1968\)](#) aux sols pulvérulents, dans lesquels la portance limite calculée du pieu peut être corrélée aux résultats expérimentaux. Les sols pulvérulents présentent des propriétés mécaniques quasi-identiques pendant et après la phase de battage ; à l’inverse des sols cohérents dans lesquels la dissipation des surpressions interstitielles après battage conduit à une augmentation des contraintes effectives et de la portance limite du pieu.

La portance limite des pieux dépend de nombreux facteurs tels que le rendement de la masse frappante (masse trop faible ou trop élevée par rapport à la hauteur de chute), la présence d’un casque en tête des pieux permettant d’amortir les chocs et de dissiper une partie de l’énergie délivrée par la masse, ou encore l’élasticité du sol ([Buisson et Chapon, 1952](#)).

Les formules de battage ne permettent pas de rendre compte du mode de travail réel des pieux car elles ne prennent pas en compte la nature transitoire de l’impact de la masse frappante. Les phénomènes de propagation et de réflexion d’ondes dans le pieu restent également difficiles à estimer.

La formule des « Hollandais » a été la formule de battage la plus utilisée au cours des derniers siècles. Elle n’est néanmoins applicable que si la fraction d’énergie dépensée par diverses pertes, notamment l’élasticité du pieu, est négligeable par rapport à l’énergie réellement dépensée pour enfoncer le pieu ([Jezequel et Goulet, 1965](#)).

1.2 Formules de battage

Avant l’apparition des premières techniques de reconnaissance du sol au 18^{ème} siècle en France ([Maillard, 2006](#)), les fondations profondes en bois étaient dimensionnées à partir des formules de battage. La multiplicité de ces formules est la conséquence des écarts souvent observés entre la portance limite d’un pieu calculée à partir des formules de battage et celle

mesurée expérimentalement (Buisson et Chapon, 1952). Le Tableau 1 en présente quelques unes.

Tableau 1. Formules de dimensionnement dynamiques présentées dans la littérature

$R_{D,cal}$: Portance limite du pieu (N) ; M : Poids de la masse frappante (N) ; H : Hauteur de chute de la masse frappante (m) ; P : Poids du pieu (N) ; e : Enfoncement du pieu dans le sol (m) ; e_E : raccourcissement élastique du pieu (m) ; s : enfoncement du pieu sous le dernier coup de mouton (m)		
Nom de la formule	Principe	Formule
Formule de Sanders (citée par Maillard, 2006)	L'énergie acquise par la masse frappante lors de sa chute est intégralement transmise au pieu. Les pertes énergétiques sont négligées.	$R_{D,cal} = \frac{M \times H}{e}$
Formule des « Hollandais » (citée par Maillard, 2006)	La quantité de mouvement perdue par la masse frappante est gagnée par le pieu au maximum de sa compression. Le poids de la masse frappante est pris en compte dans la formule. e' est le ratio entre l'enfoncement Δh de 10 cm de la pointe (m) et le nombre de coups (N_{d10}) enregistré pour un enfoncement de 10 cm.	$R_{D,cal} = \frac{M^2 \times H}{(M + P) \times e'}$
Formule de Crandhall ou Hiley (citée par Maillard, 2006)	L'énergie de battage est égale à la somme de l'énergie utile, du choc et de l'énergie absorbée par les déformations élastiques.	$R_{D,cal} = \frac{M^2 \times H}{(M + P) \times (e + \frac{e_E}{2})}$
Formule de Gates (citée par Maillard, 2006)	Relation expérimentale sans aucun support mathématique.	$R_{D,cal} = 4 \times \sqrt{M \times H} \times \log\left(\frac{25}{e}\right)$
Formule de Brix (Terzaghi, 1916)		$R_{D,cal} = \frac{H \times M \times P}{s \times (M + P)^2}$
Formule dite « Engineering New Formula » (citée par Graham et James, 1996)	Cette formule a été établie par Wellington en 1888 pour le battage des pieux en bois et largement utilisée durant des décennies sur le territoire américain. Le facteur de sécurité de cette formule est égal à 6 (Bowles, 1999).	$R_{D,cal} = \frac{2 \times P \times H}{s + 10^{-4}}$
Formule d'Yttrup et al., (1989)	Formule établie pour les pieux en bois de diamètre compris entre 100 et 150 mm et supportant de faibles descentes de charges.	$R_{D,cal} = \frac{0,4 \times M \times H}{e}$

2 Formules de dimensionnement « statiques »

Les formules statiques différencient la résistance de pointe de la résistance de frottement (Leonards, 1968). La portance limite d'un pieu est calculée en additionnant ces deux paramètres.

Les formules statiques sont classées en deux catégories différentes, fonction des paramètres géotechniques qu'elles emploient :

- Les formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire et faisant intervenir les propriétés de résistance du sol (résistance au cisaillement non drainée, angle de frottement du sol ou à l'interface sol-pieu) ;

- Les formules utilisant les paramètres déterminés *in situ* et faisant intervenir le module pressiométrique, la pression limite, les résistances de pointe à la pénétration statique et le nombre de coups mesurés lors de l’essai de pénétration dynamique au carottier.

2.1 Formules utilisant les paramètres déterminés en laboratoire

Deux méthodes de dimensionnement des pieux sont présentées dans ce paragraphe :

- La méthode α - c_u , initiée par Tomlinson et Wimpey, (1957) dans les années 1950, et applicable dans les argiles. L’analyse est réalisée en contraintes totales ;
- La méthode des contraintes effectives (appelée également méthode β), initiée par Burland, (1973), cité par Blanchet et al., (1980) dans les années 1970 et applicable dans les sols cohérents et pulvérulents.

2.1.1 Méthode α - c_u

Généralités sur les surpressions interstitielles induites par le battage et les essais de chargement

Le battage d’un pieu dans l’argile crée des surpressions interstitielles à proximité de la zone de battage. Elles sont la conséquence d’une modification des contraintes effectives moyennes durant le cisaillement, d’un remaniement partiel du sol et d’une augmentation des contraintes moyennes totales suite à l’expansion du sol lors de la pénétration du pieu (Randolph, 2003).

Les surpressions interstitielles se décomposent en trois termes distincts (Bond et Jardine, 1991) : une composante Δu_{ts} relative à l’augmentation des contraintes totales moyennes dans le sol ; une composante Δu_{sh} relative à la distorsion et au cisaillement du sol lors du battage ; et une composante Δu_{cyc} relative au comportement cyclique des pieux lors de leur battage.

Selon les auteurs, dans les argiles surconsolidées, les phénomènes de dilatance conduisent à des surpressions interstitielles Δu_{sh} négatives (phénomènes de succion) à proximité du pieu (pour une distance inférieure à 1,5 fois le rayon du pieu).

Les composantes Δu_{ts} et Δu_{sh} diminuent respectivement avec l’augmentation de la distance à la pointe et au fût du pieu.

Enfin, la phase de battage soumet le pieu à des cycles de déchargement/rechargement qui génèrent des surpressions interstitielles Δu_{cyc} positives dans le sol. Elles augmentent avec le

ratio $\frac{Distance_{pointe-pieu}}{Rayon_{pieu}}$, mais sont négligeables au voisinage de la pointe dans les argiles

présentant un ratio de surconsolidation élevé.

Juste après le battage, les surpressions interstitielles peuvent atteindre jusqu’à 5 à 7 fois la résistance au cisaillement non drainée de l’argile (Meyerhof, 1976). Leur dissipation s’accompagne, selon Skempton et Northey, (1952), d’une augmentation de la résistance de l’argile « molle » avec le temps. A l’inverse, les fissures créées suite à la fracturation des argiles raides lors de la phase de battage des pieux conduisent à une dissipation plus rapide des surpressions interstitielles. La résistance de ce type d’argile n’augmente donc que

faiblement avec le temps (Meyerhof et Murdock, 1953, cités par Tomlinson et Wimpey, 1957).

Les surpressions interstitielles induites dans l’argile par l’essai de chargement du pieu sont de l’ordre de 0,2 à 0,5 fois la résistance au cisaillement non drainée de l’argile (Meyerhof, 1976).

Calcul de la résistance de frottement

Le frottement latéral unitaire limite d’un pieu dans le sol est qualifié, dans la littérature (Tomlinson et Wimpey, 1957 ; Peck, 1954, cité par Tomlinson et Wimpey, 1957), d’adhérence sol-pieu. Elle est définie comme le produit de la résistance au cisaillement non drainée c_u de l’argile par un facteur d’adhérence α représentant le pourcentage de résistance au cisaillement non drainée de l’argile mobilisée à l’interface sol-pieu (Cherubini et Vessia, 2007).

$$q_{s,cal} = \alpha c_u \quad (1)$$

Evolution du facteur d’adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile

Les premières études de l’évolution du facteur d’adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile c_u ont été réalisées dans les années 1950 par Tomlinson et Wimpey, (1957). Les auteurs ont analysé une centaine d’essais de chargement de pieux en bois, en béton et en acier réalisés par Fellenius, (1955) ; Moore, (1949), cités par Tomlinson et Wimpey, (1957) ; Rodin et Tomlinson, (1953) ; Peck, (1954), cité par Tomlinson et Wimpey, (1957) dans l’argile et ont corrélé le facteur α à la résistance au cisaillement non drainée c_u (Figure 1).

Le dossier FOND 72 (Ministère de l’Equipement, 1972) (Partie II, § 1.2) contient également une courbe donnant l’évolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile (Figure 1).

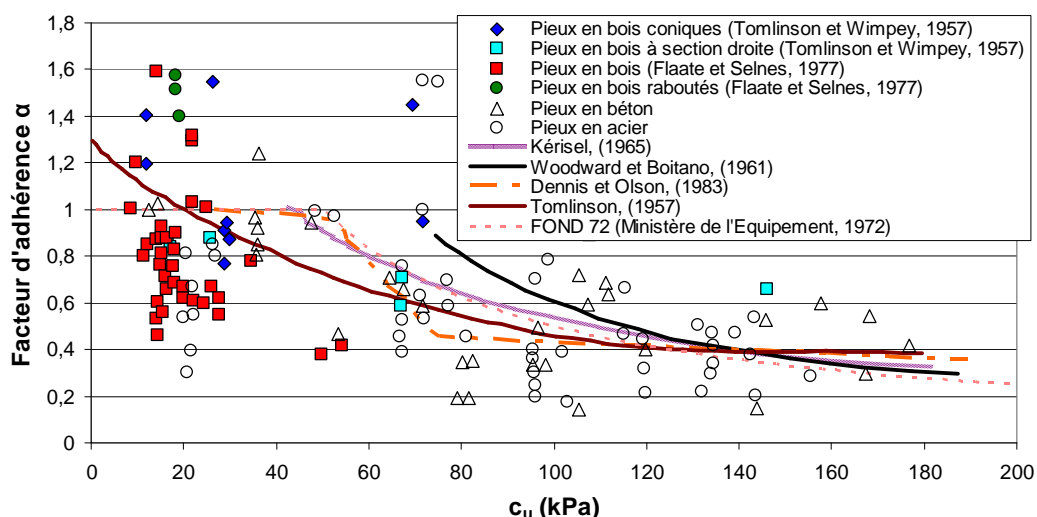


Figure 1. Evolution du facteur d’adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainée (modifié d’après Tomlinson et Wimpey, 1957)

Deux hypothèses permettent d’expliquer la décroissance non linéaire de α en fonction de c_u :

- La déformation progressive de l’argile entourant le pieu transfère la charge par frottement de la tête vers la pointe du pieu. Pour les argiles raides, la résistance au cisaillement maximale est atteinte à proximité de la tête des pieux et pour de faibles déformations. A l’inverse, la résistance au cisaillement des argiles molles augmente avec la déformation, jusqu’à ce que la résistance maximale soit atteinte (Rodin et Tomlinson, 1953) ;
- Le battage d’un pieu dans l’argile crée des vides entre le pieu et le sol sur la partie supérieure de la fondation. Ils se referment suite à l’affaissement des argiles molles autour du pieu. A l’inverse, les vides subsistent dans les argiles raides (Tomlinson et Wimpey, 1957) et entraînent une diminution du facteur d’adhérence α à l’interface sol-pieu.

Les résultats des essais de chargement des pieux en bois de 8 à 16 m de longueur dans des argiles molles de Norvège réalisés par Flaate et Selnes, (1977) ; Tomlinson et Wimpey, (1957) montrent une certaine dispersion du coefficient α (Figure 1). Sa plage de variation s’étend de 0,4 à 1,6. Sharman et Halcrow, (1961) ont montré empiriquement que le coefficient α était égal à 0,4 pour les pieux en bois coniques.

Enfin, Tomlinson, (1994) a établi des abaques sur lesquels l’évolution du facteur d’adhérence α est fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile, du ratio entre la longueur de pieu dans l’argile (D) et son diamètre (B), ainsi que de la coupe géologique du sol (Figure 2).

Si le pieu est battu dans du sable et de l’argile raide (Figure 2a), les vides créés dans l’argile sont comblés par le sable. Le facteur d’adhérence à l’interface sol-pieu est donc plus élevé dans cette géologie que dans celles définies sur la Figure 2b (couches d’argile molle et raide) et la Figure 2c (couche d’argile).

Les méthodes de dimensionnement des pieux en bois utilisées sur le territoire américain sont répertoriées dans le guide intitulé « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002). Le dimensionnement de cette technologie de pieux à partir de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile fait référence aux abaques de la Figure 2 :

- La Figure 2a et la Figure 2d font référence à un pieu en bois battu dans l’argile raide sous-jacente à une couche de sable et gravier ;
- La Figure 2b et la Figure 2e font référence à un pieu en bois battu dans l’argile raide sous-jacente à une couche d’argile molle ;
- La Figure 2a et la Figure 2d font référence à un pieu en bois battu dans l’argile.

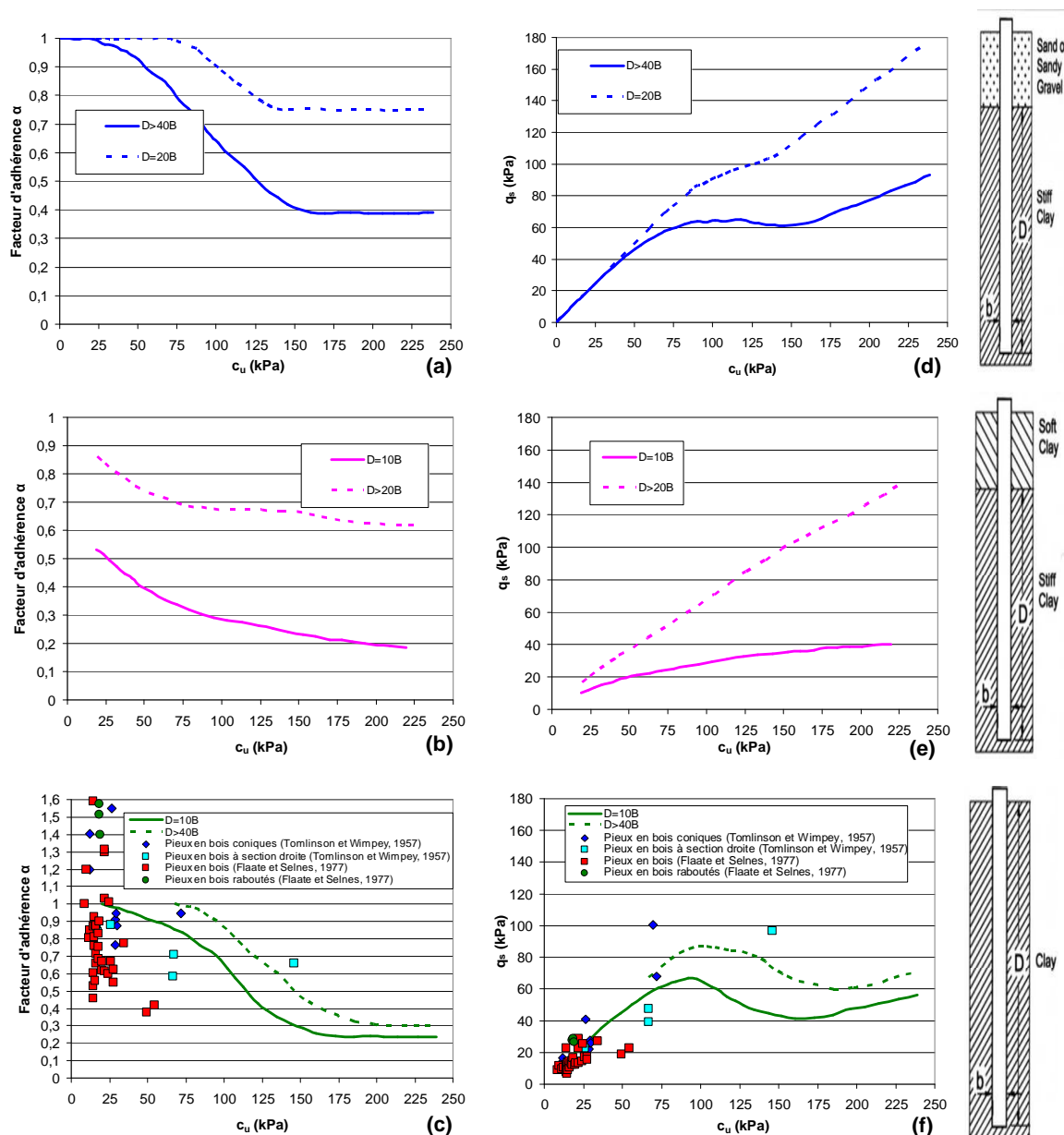


Figure 2. Evolution du facteur d'adhérence α (a, b et c) et du frottement latéral unitaire (d, e et f) des pieux en bois en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (modifié d'après Tomlinson, 1994)

Evolution du facteur d'adhérence α en fonction du degré de surconsolidation de l'argile

Les recherches menées en géotechnique offshore dans les années 1980 ont mis en évidence une dépendance (non linéaire) entre la mobilisation du frottement latéral unitaire d'un pieu battu dans l'argile et son degré de surconsolidation.

Les travaux menés par Randolph et Wroth, (1982), cités par Tomlinson, (1994) ont montré que l'influence du degré de surconsolidation de l'argile sur le facteur d'adhérence pouvait être prise en compte en divisant la résistance au cisaillement non drainée de l'argile par la contrainte verticale effective dans le sol σ'_{v0} . L'Institut Pétrolier Américain (API) recommande d'utiliser les formules établies par Randolph et Murphy, (1985) pour déterminer le facteur α :

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,5} \text{ si } \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1, \text{ soit } q_{s,cal} = 0,5 \sqrt{c_u \sigma'_{v0}} \quad (2)$$

$$\alpha = 0,5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \right)^{-0,25} \text{ si } \frac{c_u}{\sigma'_{v0}} > 1, \text{ soit } q_{s,cal} = 0,5 c_u^{0,75} \sigma'_{v0}{}^{0,25} \quad (3)$$

Calcul de la résistance de pointe

Le calcul de la résistance de pointe d’un pieu dans un sol frottant et cohérent fait intervenir la cohésion du sol c' , la contrainte verticale effective dans le sol sous la pointe de pieu σ'_{v0} , ainsi que trois facteurs dépendant de l’angle de frottement interne du sol : le terme de profondeur N_q , le terme de cohésion N_c et le terme de surface N_γ . La faible largeur des fondations profondes conduit à négliger le terme N_γ (Bowles, 1999).

L’expression générale de la résistance de pointe unitaire limite du pieu est la suivante :

$$q_{b,cal} = c' \times N_c \times d_c \times s_c + \eta \times \sigma'_{v0} \times N_q \times d_q \times s_q \quad (4)$$

Avec d_c et d_q deux facteurs dépendant de la longueur et de la largeur du pieu, ainsi que de l’angle de frottement interne effectif du sol, η un facteur dépendant du coefficient de pression des terres au repos K_0 , et s_c et s_q deux facteurs de forme tenant compte de la géométrie de la fondation.

Les paramètres N_q et N_c sont fonctions de φ et du ratio L/B (Berenzantzev et al., 1961, cités par Nordlund, 1963). Selon ces auteurs, l’influence du ratio L/B sur le paramètre N_q peut être négligée lorsque L/B est inférieur à 70. Suite aux travaux de l’Herminier et de l’Imperial College, Caquot et Kerisel, (1966) ont proposé les relations suivantes :

$$N_c = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{e^{\pi \tan(\varphi) - 1}}{\tan(\varphi)} \quad (5)$$

$$N_q = 10^{3,04 \times \tan(\varphi)} \text{ si } L > \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \quad (6)$$

$$N_q = \frac{\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \times e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi \right) \times \tan(\varphi)}}{\cos(\varphi) - \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \text{ si } L < \frac{B}{4} \times N_q^{2/3} \quad (7)$$

Dans le cas des sols purement cohérents ($\varphi=0$ et $c=c_{u,b}$), le terme N_q est égal à 1 et le terme N_c est souvent pris égal à 9. L’expression de la résistance de pointe unitaire limite est alors la suivante :

$$q_{b,cal} = 9 \times c_{u,b} \quad (8)$$

Cette expression a été retenue dans le document normatif « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) pour le calcul de la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois à partir de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile.

Sharman et Halcrow, (1961) ; Blanchet et al., (1980) et Eide et al., (1961) ont également établi deux formules donnant la résistance de pointe unitaire limite en fonction de la résistance au cisaillement non drainée de l’argile (Tableau 2).

Tableau 2. Formules de calcul de la résistance de pointe unitaire limite présentées dans la littérature

Formules	Hypothèses / Conditions d’application
$q_{b,cal} = c_{u,b} \times N_c + \gamma \times D$ (Blanchet et al., 1980 ; Eide et al., 1961)	Conditions non drainées Application dans les argiles
$q_{b,cal} = 9,5 \times c_{u,b}$ (Sharman et Halcrow, 1961)	Analyses en contraintes totales Formule retenue pour les pieux en bois coniques

2.1.2 Méthode des contraintes effectives (méthode β)

Calcul de la résistance de frottement

En géotechnique offshore, la majeure partie des pieux est dimensionnée selon les recommandations établies par l’Institut Pétrolier Américain (API). Ces recommandations s’appuient, dans la version de 1993 (Hossain et Briaud, 1993), sur le critère de rupture de Coulomb par frottement. La valeur de la contrainte de cisaillement au fût à la rupture est déterminée à partir de la formule suivante :

$$q_{s,cal} = \sigma'_{rf} \tan \delta' \quad (9)$$

$$\sigma'_{rf} = K \sigma'_{v0} \quad (10)$$

K représente le coefficient de pression des terres à la rupture à l’interface entre le sol et le pieu, σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale dans le sol, σ'_{rf} la contrainte normale effective sur le fût à la rupture, $q_{s,cal}$ la contrainte de cisaillement calculée sur le fût à la rupture et δ' l’angle de frottement d’interface sol-pieu.

Selon le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002), cette méthode peut être utilisée pour dimensionner les pieux en bois dans les sols cohérents et pulvérulents. Vijayvergiya, (1977) préconise d’employer cette méthode uniquement dans les sols granulaires.

La méthode des contraintes effectives a été développée par Burland, (1973), cité par Bowles, (1999) et Blanchet et al., (1980) dans les années 1970-1980. Elle suppose que la contrainte effective à la surface du pieu q_s après dissipation des surpressions interstitielles soit supérieure ou égale à la contrainte effective horizontale dans le sol avant battage du pieu (Bowles, 1999), c'est-à-dire que $\beta = K \tan(\delta) \leq 1$.

Les valeurs de K et $\tan(\delta)$ sont déterminées empiriquement. Burland, (1973), cité par Blanchet et al., (1980) a supposé, à proximité des pieux à section droite, que le coefficient des terres K était égal à $1 - \sin(\varphi')$, avec φ' l’angle de frottement interne effectif de l’argile. Si les pieux sont coniques, le coefficient des terres augmente et est égal à $2 \times K_0$ (Blanchet et al., 1980). Les études statistiques menées par Kulhawy, (1983) sur des essais de chargement de pieux ont montré que le ratio K/K_0 était compris entre 1 et 2 pour des pieux battus. Si les pieux battus sont coniques, ce rapport varie, selon Bowles, (1999), entre 1,7 et 2,2 et peut atteindre, selon Blanchet et al., (1980), la valeur de 4 dans les argiles.

Les essais de chargement de pieux dans des sables moyennement denses à denses (Vijayvergiya, 1977) ont montré que la valeur de K était comprise entre 0,8 (tests en traction)

et 1,25 (tests en compression). Cette dernière valeur est identique à celle calculée par [Mansur et Hunter, \(1970\)](#) lors d’un essai de chargement en compression puis en traction d’un pieu en bois dans du sable. Enfin, pour les sables lâches, la valeur de K tend vers K_a , le coefficient de poussée des terres.

Le coefficient de pression des terres K peut être également corrélé à la densité relative du sable selon la formule suivante :

$$K = 0,50 + 0,008D_r \quad (\text{Bowles, 1999}) \quad (11)$$

Avec D_r la densité relative du sable, déterminée par corrélation avec les valeurs de N_{SPT} . Enfin, le coefficient de pression des terres dans les argiles surconsolidées $K_{0,OC}$ peut être défini en fonction du coefficient de pression des terres dans les argiles normalement consolidées $K_{0,NC}$, du degré de surconsolidation OCR et de l’angle de frottement interne effectif de l’argile φ' ([Mayne et Kulhawy, 1982](#)) :

$$K_{0,OC} = K_{0,NC} OCR^{\sin(\varphi')} \quad (12)$$

Evolution du coefficient β en fonction de la profondeur

Les premières valeurs empiriques du coefficient β ont été déterminées à partir d’un grand nombre d’essais de chargement de pieux en béton et en acier de plus de 10 m de long battus dans des argiles molles à fermes (Figure 3). En compilant ces essais, [Le Tirant, \(1992\)](#) a montré que β variait entre 0,25 et 0,4, (avec une valeur moyenne de 0,32). Ce facteur dépend du degré de surconsolidation de l’argile et s’exprime selon la formule :

$$\beta = (1,5 \pm 0,5) K \tan(\delta) \sqrt{OCR} \quad (13)$$

Les valeurs du facteur β relatives aux pieux en bois et calculées par [Tomlinson et Wimpey, \(1957\)](#), [Flaate et Selnes, \(1977\)](#) et [Blanchet et al., \(1980\)](#) sont ajoutées sur la Figure 3.

[Flaate et Selnes, \(1977\)](#) ont calculé les valeurs du facteur β en divisant le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois par les contraintes effectives verticales dans le sol. Les profondeurs correspondantes ont été calculées à mi-hauteur des pieux.

Les pieux en bois présentant en moyenne des longueurs plus faibles que celles employées en géotechnique offshore ([Le Tirant, 1992](#)), les valeurs de β reportées sur la Figure 3 se situent dans la partie supérieure du nuage de points établi par [Le Tirant, \(1992\)](#).

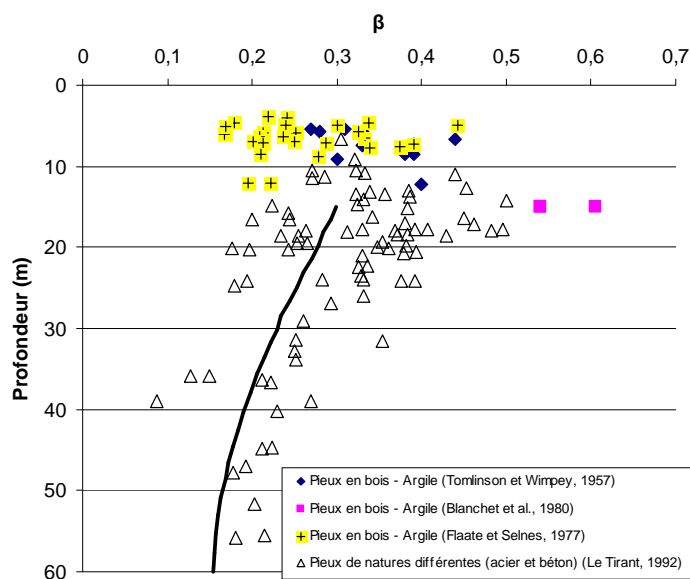


Figure 3. Evolution du facteur β en fonction de la profondeur (modifié d’après Le Tirant, 1992)

Choix du coefficient β dans le dimensionnement des pieux en bois

Flaate et Selnes, (1977) ; Tomlinson et Wimpey (1957) ont déterminé, à partir d’essais de chargement statique sur des pieux en bois dans l’argile, des valeurs enveloppes du coefficient β (Figure 4).

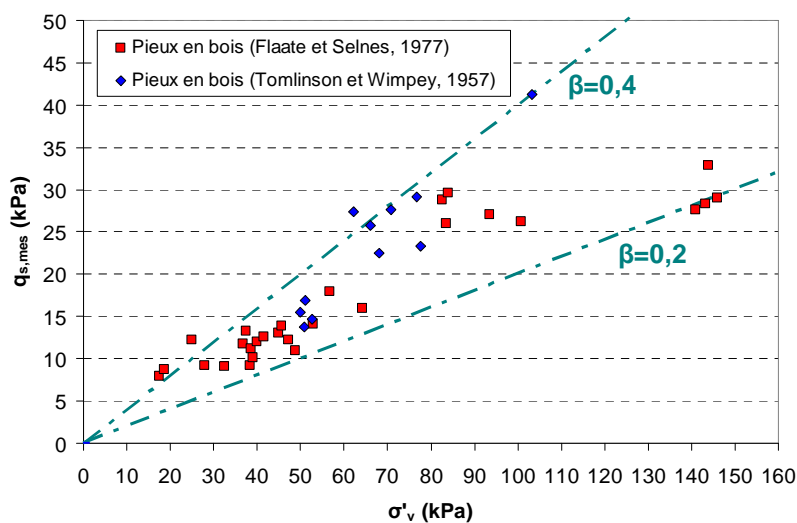


Figure 4. Plage de valeurs du facteur β (modifié d’après Flaate et Selnes, 1977)

Ce coefficient est compris entre 0,2 et 0,4. Cette plage de variation confirme les résultats de l’étude menée par Bjerrum et al., (1957) sur le tassement des pieux en bois d’une culée d’un pont à Aggersund, dans laquelle le coefficient β dans l’argile limoneuse molle était compris entre 0,20 et 0,30.

A l’inverse, les résultats des essais de chargement des pieux en bois battus dans des argiles ont montré que le coefficient β pouvait atteindre, selon Tavenas et al., (1978), cités par Blanchet et al., (1980), la valeur de 0,82.

La méthode de dimensionnement des pieux en bois s’appuyant sur les contraintes effectives préconisée par l’AWPI dans l’ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) reprend les résultats des travaux menés par Fellenius, (1991). L’auteur a établi des plages de valeurs du coefficient β en fonction de la nature du sol et de son angle de frottement interne déterminé en laboratoire ou par corrélation avec la valeur de N_{SPT} (Figure 5).

Les valeurs de β dans les argiles sont similaires à celles établies par Flaate et Selnes, (1977) (Figure 4).

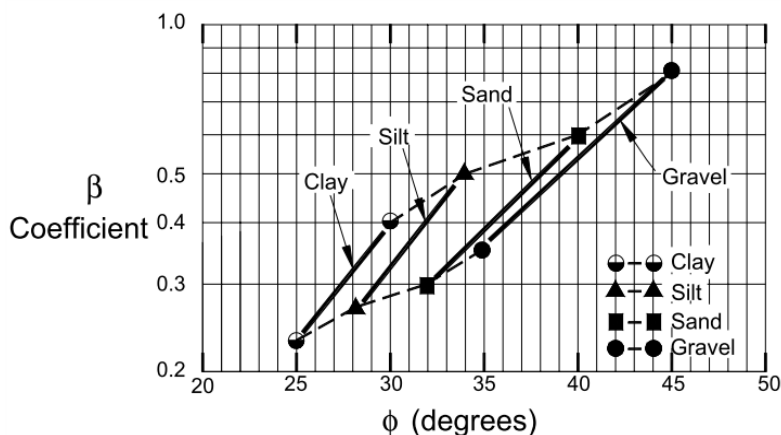


Figure 5. Plages de valeurs du coefficient β en fonction de l’angle de frottement interne du sol (Fellenius, 1991)

Calcul de la résistance de pointe

Selon la méthode des contraintes effectives, la résistance de pointe unitaire limite des pieux en bois est calculée, à long terme (conditions drainées), en multipliant la contrainte verticale effective en pointe de pieu $\sigma'_{v0,b}$ par un terme de profondeur N_q corrélé à l’angle de frottement interne du sol (Figure 6).

$$q_{b,cal} = N_q \times \sigma'_{v0,b} \quad (14)$$

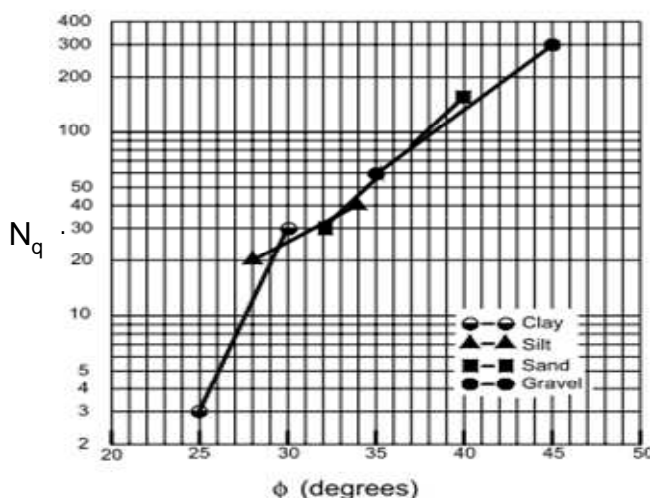


Figure 6. Estimation du facteur N_q en fonction de l’angle de frottement interne du sol (Fellenius, 1991)

Cette formule précédemment établie par [Berenzantzev et al., \(1961\)](#), cités par [Blanchet et al., \(1980\)](#) est reprise dans l’ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)).

2.2 Formules utilisant les paramètres déterminés *in situ*

L’essai de pénétration au carottier (Standard Penetration Test) est l’essai de reconnaissance le plus couramment utilisé aux Etats-Unis dans le dimensionnement des fondations profondes. Les nombreuses méthodes de dimensionnement des pieux en bois détaillées dans l’ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) reposent sur les résultats de ces essais. Elles s’appuient sur des corrélations entre les valeurs de N_{SPT} et l’angle de frottement interne du sol φ .

2.2.1 Méthode de Nordlund en lien avec les résultats des essais de pénétration au carottier

La méthode de Nordlund, utilisée dans le calcul de la résistance des pieux en bois dans les sables graves, est détaillée dans l’ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)).

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l’expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \sum_{z=0}^{z=L} \frac{K_{\delta} \times C_F \times \sigma'_{v,z} \times \sin(\delta + \omega) \times C_z \times l_z}{\cos(\omega)} \quad (15)$$

K_{δ} est le coefficient de pression de terres à la profondeur z , C_F un facteur correcteur de K_{δ} lorsque $\delta \neq \varphi$, $\sigma'_{v,z}$ (kPa) la contrainte effective dans le sol à la profondeur z , δ ($^{\circ}$) l’angle de frottement d’interface sol-pieu, ω ($^{\circ}$) la conicité du pieu, C_z (m) le périmètre du pieu à la profondeur z , l_z (m) la hauteur du tronçon et L (m) la longueur du pieu.

La Figure 7a permet de déterminer, à partir des valeurs de N_{SPT} mesurées aux différentes profondeurs lors des essais *in situ*, l’angle de frottement interne des sables graves $\varphi_{\text{sables graves}}$. Selon [Nordlund, \(1963\)](#), ces corrélations, établies par [Peck et al., \(1953\)](#), cités par [Nordlund, \(1963\)](#) sont justifiées dans la mesure où l’angle de frottement interne d’un sol et la valeur de N_{SPT} augmentent avec la profondeur.

L’angle de frottement d’interface $\delta_{\text{sables graves-bois}}$ peut être calculé à partir du volume de sol déplacé et de l’angle de frottement interne (Figure 7b). Notons que cet abaque a été établi à partir d’un seul essai de chargement de pieux en bois ([Nordlund, 1963](#)).

La valeur du coefficient K_{δ} est déterminée à partir de la Figure 7c. Cet abaque a été établi par [Caquot et Kérisel, \(1948\)](#), cités par [Nordlund, \(1963\)](#). Si l’angle de frottement interne des sables graves est différent de l’angle de frottement d’interface $\delta_{\text{sables graves-bois}}$, le coefficient de pression des terres K_{δ} est multiplié par un facteur de correction C_F (Figure 7d).

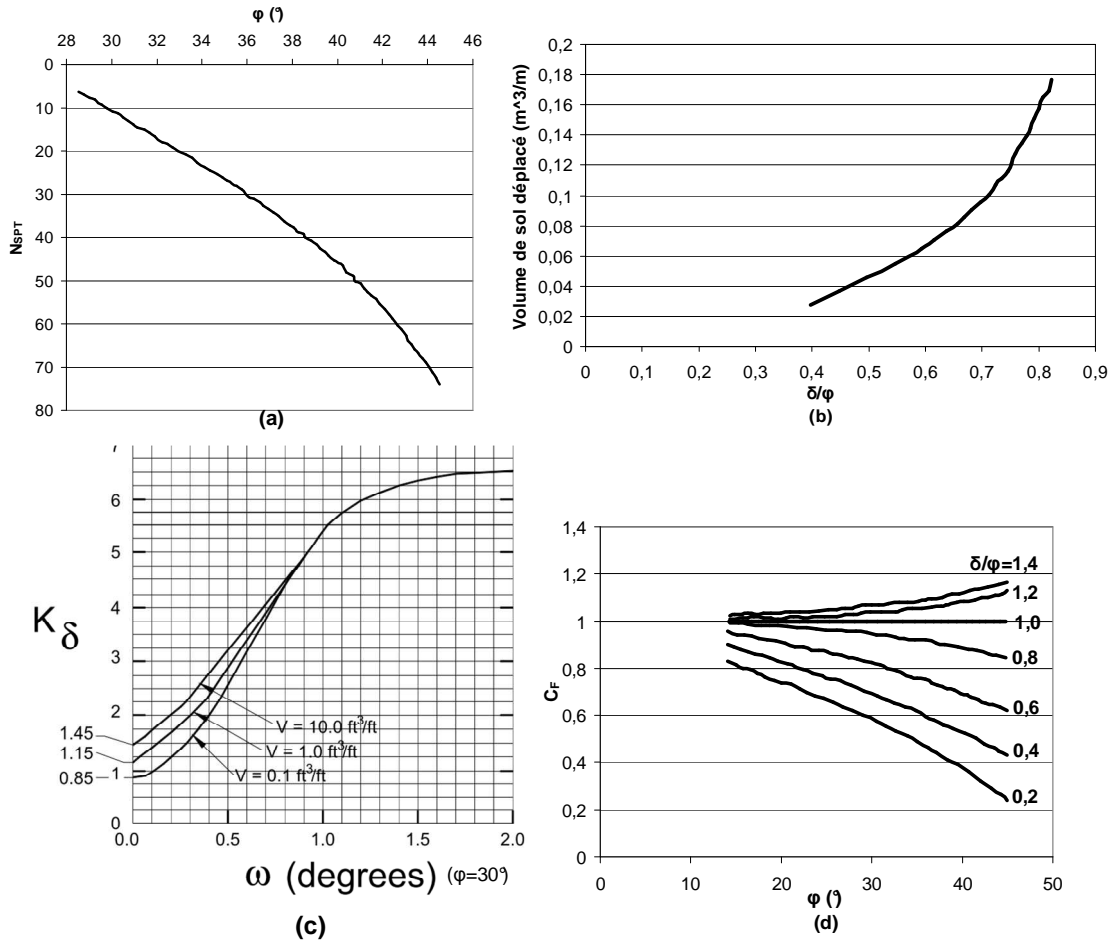


Figure 7. Evolution de l’angle de frottement du sol en fonction de N_{SPT} (a), du ratio δ/ϕ en fonction du volume de sol déplacé (b), du facteur K_δ en fonction du volume de sol déplacé et de la conicité des pieux (c), du facteur correcteur C_F en fonction de l’angle de frottement du sol (d) (modifié d’après AWPI, 2002)

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l’expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \alpha_p \times N_q \times A_b \times \sigma'_{v,b} \quad (16)$$

α_p est un facteur sans dimension dépendant de la largeur et de la profondeur de la fondation, N_q le facteur de portance défini dans la Partie I, § 2.1.1, A_b (m^2) la surface de la pointe du pieu et $\sigma'_{v,b}$ (kPa) la contrainte verticale effective dans le sol au niveau de la pointe des pieux.

La Figure 8a permet de déterminer, à partir de l’angle de frottement interne des sables graves et du ratio L/B , le coefficient α_p .

Le facteur de portance N_q est fonction de l’angle de frottement interne des sables graves (Figure 8b).

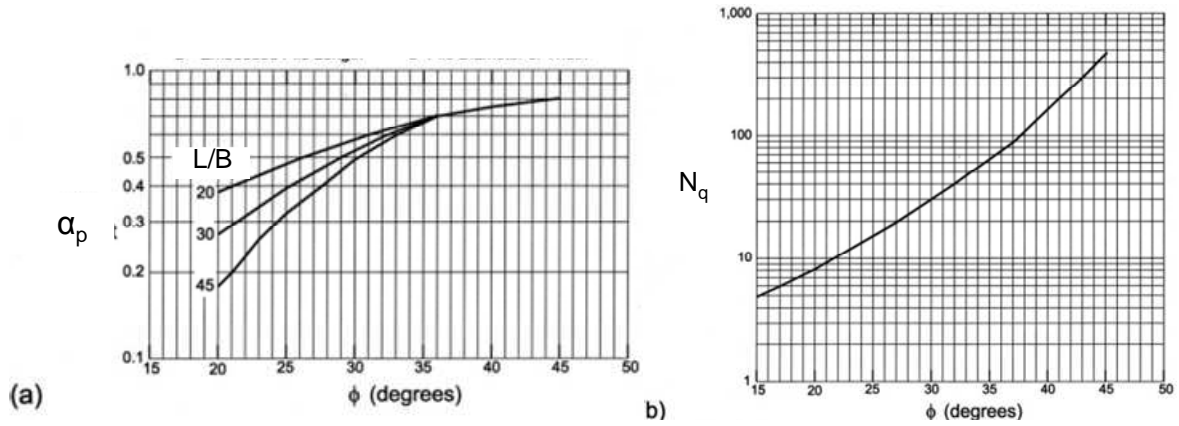


Figure 8. Evolution des facteurs α_p (a) et N_q (b) en fonction de l’angle de frottement interne du sol (modifié d’après AWPI, 2002)

Influence de la conicité des pieux sur leur résistance

Au cours de ces dernières décennies, de nombreux auteurs (Wei et El Naggar, 1998, cités par Tominaga et al., 2007 ; Zil’berberg et Sherstnev, 1990, cités par Paik et al., 2009) ont étudié l’influence de la conicité des pieux sur la mobilisation du frottement latéral et de la résistance des pieux dans le sol à partir d’essais en chambre d’étalonnage.

Tominaga et Chen, (2006), cités par Tominaga et al., (2007) ont proposé un modèle consistant à discrétiser le sol et le pieu en tranches rigides (Figure 9). Ce modèle s’appuie sur l’hypothèse qu’il n’existe pas d’interactions entre les tranches du pieu et que la conicité du pieu ω ($^\circ$) est inférieure à $1/20$.

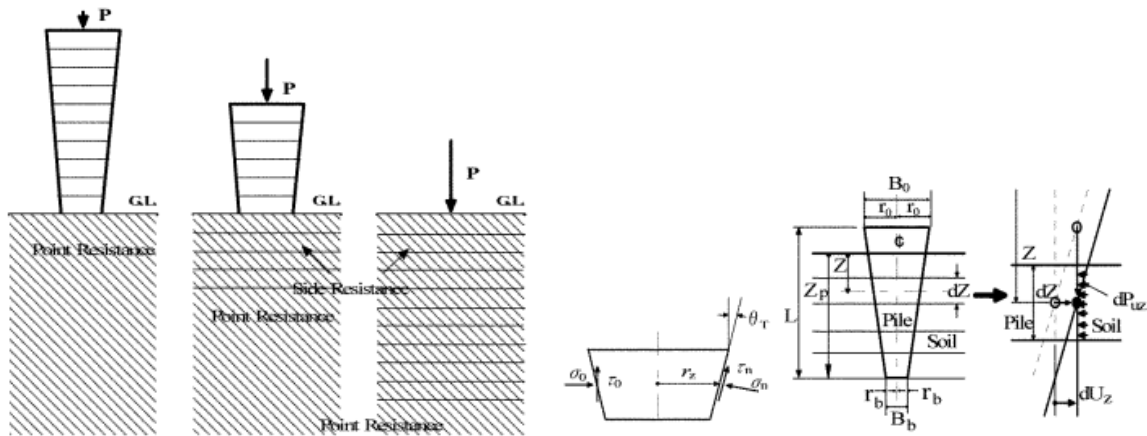


Figure 9. Discrétisation du pieu en tranches rigides (Tominaga et Chen, 2006, cités par Tominaga et al., 2007)

Selon les auteurs, la résistance de frottement du pieu s’exprime selon la formule :

$$R_{s,cal} = \int_0^L 2\pi r_z (\sigma_0 \tan(\delta + \omega) + \frac{c_a \sec(\omega)}{1 - \tan(\delta) \tan(\omega)}) dz \text{ avec } \sigma_0 = K_0 \gamma z + dp_{uz} \quad (17)$$

La conicité du pieu crée une déformation radiale du sol notée dU_z et une réaction latérale du sol dp_{uz} évaluée à partir d’un modèle élasto-plastique à deux dimensions :

$$dpu_z = \frac{E}{1+\nu} \frac{dU_z / r_z}{1 + dU_z / r_z} \quad (18)$$

Enfin, Paik et al., (2009) ont établi deux expressions de la résistance de frottement et de la résistance de pointe des pieux en acier coniques, à partir de celles des pieux à section droite, de la conicité ω , de la densité relative du sable D_R et du coefficient de pression des terres au repos K_0 :

$$R_{s,cal,piou,conique} = R_{s,cal,piou,section,droite} \times \left[1 + (6,3 - 22,6 \ln(K_0)) \frac{\omega}{D_R} \right] \quad (19)$$

$$R_{b,cal,piou,conique} = R_{b,cal,piou,section,droite} \times \left(1 + \omega \left[0,508 \left(\frac{D_R}{100} \right)^{1,5} \ln(K_0) + 0,357 \right] \right) \quad (20)$$

2.2.2 Méthode de Meyerhof en lien avec les résultats des essais de pénétration au carottier

La méthode de dimensionnement établie par Meyerhof en 1976 (AWPI, 2002) s’appuie sur des corrélations entre les résultats des sondages SPT réalisés dans les sables graves et des essais de chargement statique de pieux. L’influence de nombreux paramètres comme la hauteur de chute de la masse frappante, la longueur des pieux, l’énergie transmise par la masse frappante au pieu lors de la phase de battage sur la résistance des pieux a conduit à limiter l’emploi de cette méthode aux études préliminaires (AWPI, 2002).

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux en bois dans les sables graves est calculée à partir de l’expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \sum_{z=0}^{z=L} (1,9 \times N' \times \pi \times B_z \times \Delta z) \quad (21)$$

$$N' = N_{SPT} \times C_N \quad (22)$$

N' la valeur corrigée de N_{SPT} et C_N le facteur de correction dépendant de la contrainte effective verticale dans le sol (Figure 10).

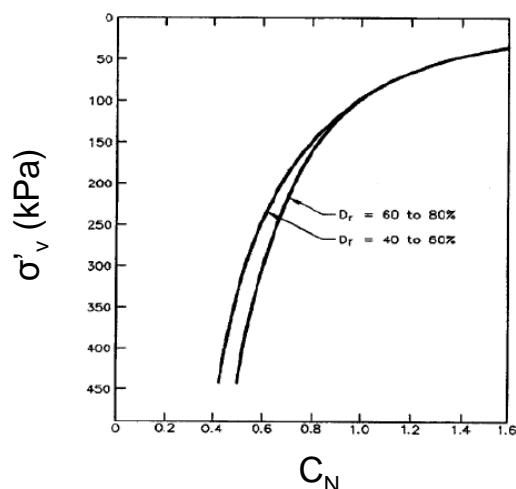


Figure 10. Evolution du facteur C_N en fonction de la contrainte verticale effective dans le sol (modifié d'après AWPI, 2002)

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux en bois dans les sables graves s'exprime selon la formule :

$$R_{b,cal} = \frac{38,3 \times N'_b \times D_b}{B_b} \times A_b \quad (23)$$

Avec B_b (m) le diamètre de la pointe du pieu, D_b (m) la profondeur d'encastrement du pieu dans la couche portante et N'_b la valeur corrigée de N_{SPT} dans la couche portante.

2.2.3 Méthode hollandaise en lien avec les résultats des essais de pénétration statique au cône

Les fondations profondes aux Pays-Bas sont dimensionnées à partir des résultats d'essais de pénétration statique au cône (Cone Penetration Test). Ce type d'essai présente, selon [Everts et Luger, \(1997\)](#), un coût peu élevé et est particulièrement adapté à la géologie des sols dans ce pays. La méthode de dimensionnement des pieux en bois est détaillée dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#) et a été largement utilisée aux Pays-Bas.

Contrairement aux méthodes de dimensionnement présentées dans l'ouvrage « Timber Pile Design and Construction Manual » ([AWPI, 2002](#)) (Partie I, § 2.2.1), la méthode de dimensionnement hollandaise ne fait intervenir aucune corrélation entre les valeurs de q_c et les propriétés de résistance du sol.

Les fondations profondes aux Pays-Bas peuvent être dimensionnées avec des règles de calculs autres que celles présentées dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#) mais doivent être généralement complétées par un essai de chargement statique afin de vérifier les résultats obtenus.

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux est corrélée à la valeur de la résistance de pénétration statique au cône selon la formule :

$$R_{s,cal} = \pi \int_0^L (B_z \times \alpha_s \times q_{c,z}) dz \quad (24)$$

B_z (m) est le diamètre du pieu. Il dépend de la profondeur z dans le cas d’un pieu conique.

α_s est un facteur tenant compte du mode de mise en œuvre et du type de pieu dans le sol. Il est égal à 0,012 pour les pieux en bois.

$q_{c,z}$ (kPa) est la résistance de pénétration statique au cône à la profondeur z .

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée à partir de l’expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \frac{1}{2} \times \alpha_p \times \beta \times s \times \frac{q_{c,1} + q_{c,2}}{2} \times A_b \quad (25)$$

α_p est un facteur relatif au mode de mise en œuvre des pieux. Il est égal à 1 pour les pieux battus.

β est un facteur relatif à la pointe des pieux élargie (dont les dimensions sont supérieures à celles du fût). Il est égal à 1 pour les pieux en bois.

s est un facteur de forme, inférieur à l’unité dans le cas de pieux à section rectangulaire et égal à 1 pour les pieux en bois.

$q_{c,1}$ (kPa) et $q_{c,2}$ (kPa) correspondent aux moyennes des valeurs des résistances de pénétration statique au cône sur des hauteurs comprises respectivement entre la pointe du pieu et quatre diamètres du pieu sous la pointe, et entre la pointe du pieu et huit diamètres au-dessus de la pointe.

Les coefficients α_s , α_p , β et s intervenant dans le calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux ont été fixés à la suite d’essais sur sites dans les années 1960. Mais nous n’avons pu avoir accès à la base de données regroupant ces essais (car trop ancienne) pour étayer cette méthode de calcul.

2.2.4 Méthode de [Nottingham, \(1975\)](#) et [Schmertmann, \(1978\)](#) en lien avec les résultats des essais de pénétration statique au cône

A l’instar de la norme hollandaise, cette méthode s’appuie sur les caractéristiques pénétrométriques du sol et a été établie à partir d’essais en chambre d’étalonnage et *in situ*. Elle est largement utilisée aux Etats-Unis et est résumée dans le guide rédigé par [Schmertmann, \(1978\)](#) et intitulé « Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design ».

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux est corrélée à la valeur de la résistance de pénétration statique au cône. Son expression générale est la suivante :

$$R_{s,cal} = K [0,5(f_s A_s)_{0\text{à}8B} + (f_s A_s)_{8B\text{à}L}] \text{ (sols pulvérulents)} \quad (26)$$

$$R_{s,cal} = \alpha_{CPT} f_s A_s \text{ (sols cohérents)} \quad (27)$$

K est un facteur dépendant du ratio L/B, α_{CPT} le ratio entre le frottement latéral unitaire limite du pieu et le frottement latéral local f_s mesuré lors des essais au pénétromètre statique (Figure 11).

Le facteur α_{CPT} dépend de la forme et du type de pieu. Il varie, selon [Abu-Farsakh et Titi, \(2007\)](#) entre 0,2 et 1,25 dans les sols argileux et entre 0,8 et 2 dans les sables. Le frottement latéral unitaire limite est limité à 120 kPa.

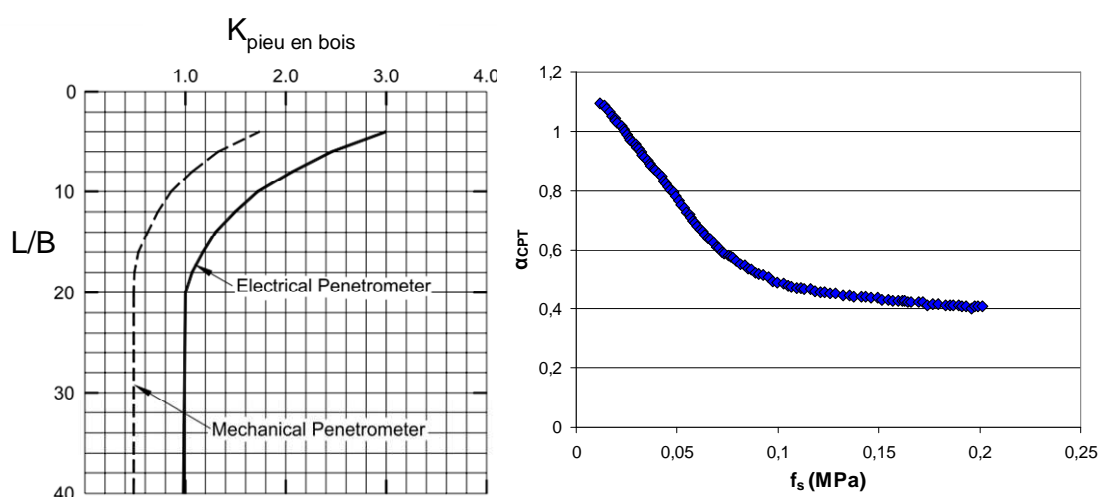


Figure 11. Evolution du facteur K en fonction du ratio L/B et du facteur α' en fonction de f_s (modifié d'après [AWPI, 2002](#))

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{b,cal} = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} A_b \quad (28)$$

Cette formule est identique à celle établie dans la norme hollandaise [NEN-67-43, \(1991\)](#). Les valeurs de $q_{c,1}$ et $q_{c,2}$ ont été définies dans la Partie I, § 2.2.3.

La méthode de [Nottingham, \(1975\)](#) et [Schmertmann, \(1978\)](#) impose une valeur maximale de la résistance de pointe unitaire limite égale à 15 MPa, valeur qui peut être dépassée, selon [Eslami et Fellenius, \(1995\)](#), dans les sables denses.

Partie II. Méthodes de dimensionnement françaises des fondations profondes

1 Historique des méthodes de dimensionnement des fondations profondes

Depuis l'invention du pressiomètre par L. Ménard à la fin des années 1950 et les premières publications relatives au calcul des résistances de pointe et de frottement des pieux (Ménard, 1963), les règlements et méthodes de dimensionnement des fondations profondes se sont succédés au cours des dernières décennies. Ce paragraphe présente un bref historique des documents normatifs et méthodes de dimensionnement associées publiés au cours de ces 50 dernières années.

1.1 Des règles de calcul proposées par L. Ménard...

Dans ses premières publications, L. Ménard (Ménard, 1963) a établi, à partir de quelques essais de chargement statique de pieux, des règles de calcul du frottement latéral unitaire limite des pieux en fonction de la pression limite p_l du terrain. Ces règles étaient indépendantes de la profondeur, de la nature du sol et du type de pieu. Elles s'appuyaient, d'une part, sur les théories d'expansion de cavités sphériques et d'autre part, sur sa propre expérience. Si la pression limite du sol dépassait 0,4 MPa sur une hauteur égale à trois diamètres au-dessus de la pointe de pieu, l'expression de q_s était modifiée (Tableau 3).

L. Ménard a également établi des valeurs du facteur de portance k_p en fonction de la nature du sol et du type de pieu (Tableau 4).

Tableau 3. Expressions de q_s en fonction de la pression limite du terrain établies par Ménard, (1963)

p_l (kPa)	q_s (kPa)	Si $p_l > 400$ kPa sur une hauteur égale à 3 diamètres au-dessus de la pointe
$p_l < 80$	$q_s = p_l / 5$	$q_s = p_l / 5$
$80 < p_l < 400$	$q_s = p_l / 10 + 8$	$q_s = p_l / 10 + 8$
$400 < p_l < 900$	$q_s = p_l / 20 + 28$	$q_s = p_l / 7 - 10$
$p_l > 900$	$q_s = 80$	$q_s = 120$

Tableau 4. Valeurs du facteur de portance k_p établies par Ménard, (1963)

Nature du sol	Pieux battus	Pieux forés
Sol cohérent	2	1,8
Sol pulvérulent peu compact	3,6	3,2
Sol pulvérulent compact	5,8	5,2

En 1965, à la suite d'essais de chargement statique de pieux supplémentaires dans des terrains limoneux et sableux, L. Ménard (Ménard, 1965, cité par Combarieu, 1996) a modifié les règles de calcul de q_s et k_p (Figure 12) :

- Le frottement latéral unitaire limite était déterminé en fonction de la nature du sol et du type de pieu utilisé (pieux forés et battus traditionnels relatifs aux courbes A et B) et pieux spéciaux (pieux injectés selon Combarieu, (1999)) relatifs à la courbe C) ;
- Le facteur de portance k_p dépendait de la nature du sol (quatre natures définies), du type de pieu et de son encastrement critique h_c , défini comme le ratio entre la profondeur critique (fonction du rayon R du pieu et de l'angle de frottement interne du sol) et le rayon du pieu.

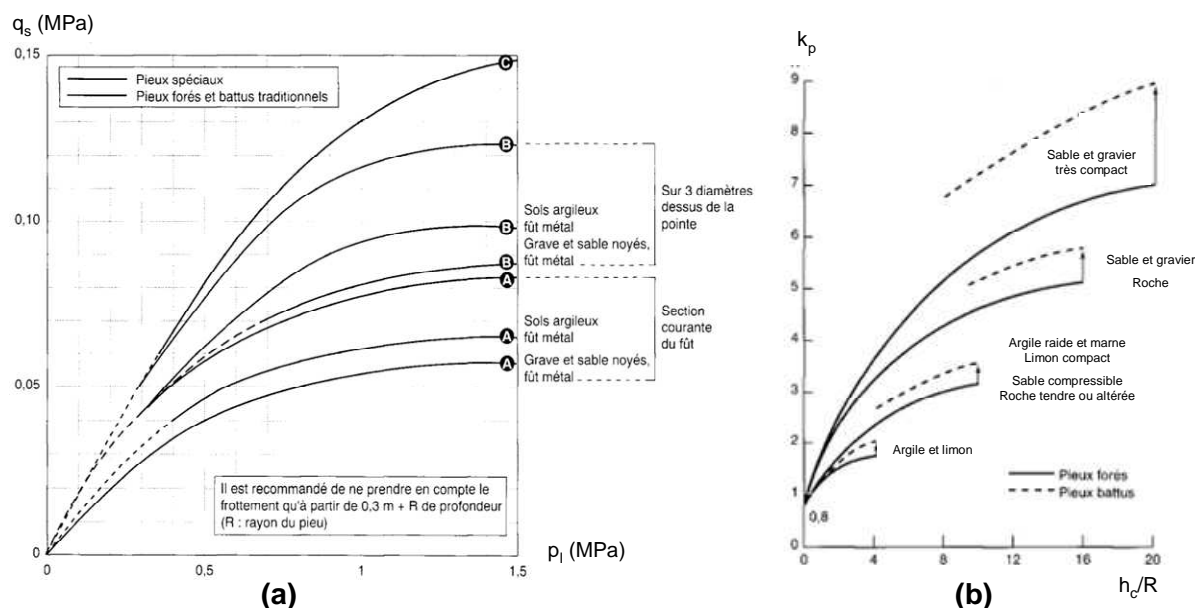


Figure 12. Evolutions de q_s en fonction de p_1 (a) et de k_p en fonction de h_c/R (b) établies par Ménard, (1965) (modifié d'après Combarieu, 1996, 1999)

1.2 ...à la publication du dossier pilote FOND 72

Le dossier pilote FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972), publié en 1972 par le Ministère de l'Équipement, était un document normatif spécifique aux études des fondations d'ouvrages d'art routiers et autoroutiers. Néanmoins, la plupart des règles de calcul établies dans ce dossier s'étendaient aux fondations en général. Il a en partie repris les règles de calcul du frottement latéral unitaire limite et du coefficient de portance établies par L. Ménard en 1965. Les principales modifications ont concerné la suppression de la courbe C relative aux pieux spéciaux (Combarieu, 1999) et l'utilisation des courbes A et B en fonction du type de pieu et de la nature du sol (cohérent ou pulvérulent) (Figure 13) :

- Le frottement latéral unitaire limite des pieux en béton battus ou forés et en acier dans les sols cohérents était calculé en utilisant la courbe A. Le frottement des pieux en acier battus, dont l'état de surface était considéré comme lisse, était diminué de 25 % ;
- Dans les sols pulvérulents, le frottement latéral unitaire limite des pieux était calculé à partir des recommandations établies dans le Tableau 5.

Tableau 5. Choix des courbes en fonction du type de pieu établi dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972)

Type de pieu	Fût en béton	Fût en acier
Foré	Courbe A	50% des valeurs de la courbe A
Battu	Courbe B	Courbe A

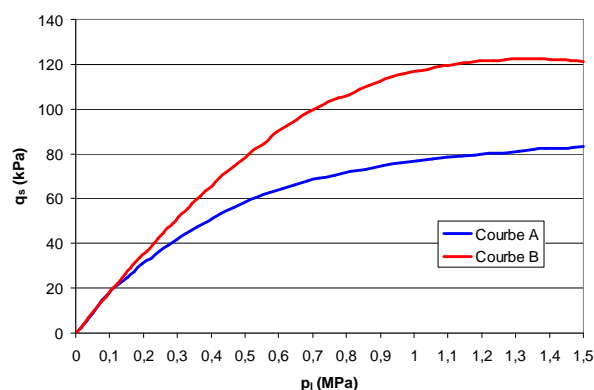


Figure 13. Evolution du frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite (modifié d'après le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972))

1.3 Du dossier FOND 72 au Fascicule 62-V (MELT, 1993)

La Figure 13 fait apparaître clairement les limites de la méthode de dimensionnement pressiométrique des fondations établie dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972), dans la mesure où elle ne tenait pas (ou peu) compte de l'incidence de mise en œuvre du pieu dans le sol sur sa portance. Par ailleurs, les valeurs des paramètres de calcul proposées (q_s et k_p) ont été étalonnées à partir d'un faible nombre d'essais de pieux non instrumentés (Bustamante et Gianceselli, 1981).

Le début des années 1970 a donc été marqué par le lancement d'une importante campagne d'essais de chargement statique de pieux. Leur instrumentation avec des extensomètres amovibles dès 1971 a permis de dissocier la résistance de pointe de la résistance de frottement. Les paramètres établis par la méthode pressiométrique dans le FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) ont été réajustés à partir de l'ensemble des données collectées et les règles de calcul de portance modifiées :

- Les catégories de sols ont été redéfinies et complétées ;
- Les valeurs du facteur de portance k_p ont été réduites. Les résultats des essais ont montré qu'elles avaient été surestimées ;
- Le frottement latéral unitaire limite des pieux a été réduit ou augmenté en fonction de la nature du sol, du mode de mise en œuvre et du type de pieu (Bustamante et Gianceselli, 1981).

Les résultats des travaux sur les fondations des ouvrages de génie civil menés par Bustamante et Gianceselli, (1981) ont été publiés conjointement par le SETRA et le LCPC en 1985

(SETRA-LCPC, 1985, cités par Combarieu, 1999), sous forme de nouvelles règles de justification des fondations sur pieux.

Les modifications des règles de calcul établies dans le dossier pilote FOND 72 (Ministère de l'Équipement, 1972) par Bustamante et Gianceselli, (1981) ont été reprises lors de la rédaction du Document Technique Unifié DTU 13.2 (AFNOR, 1992), publié en 1992. Ce document présentait les méthodes de dimensionnement des fondations profondes des bâtiments. Elles sont détaillées en Annexe A.

Les règles publiées dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) différaient de celles établies dans le document publié par le SETRA et le LCPC en 1985 dans la mesure où ces dernières faisaient l'objet d'un niveau de sécurité plus élevé dans la prévision de la résistance de frottement. Certains résultats expérimentaux n'ont par ailleurs pas été pris en compte dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992), mais uniquement dans les règles publiées par le SETRA et le LCPC en 1985 (Combarieu, 1996).

Enfin, la poursuite des essais de chargement dans les années 1980, le réajustement des valeurs de k_p et q_s , ainsi que l'introduction du calcul des pieux aux états limites ont conduit à la publication de nouvelles règles de calcul de portance établies dans le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) du CCTG en 1993 (ce document a été élaboré au cours de la décennie qui a précédé sa publication). 17 techniques de réalisation de pieux ont alors été identifiées.

1.4 Règles de calcul des fondations profondes établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993)

1.4.1 Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (29)$$

Le frottement latéral unitaire limite des pieux q_s était lu sur l'abaque de la Figure 14 en fonction du mode de mise en œuvre du pieu, de la nature du sol et la pression limite p_1 mesurée dans le sol. Les classes A, B et C des sols étaient fonction de la pression limite dans le terrain (Figure 15). Le Fascicule 62-V (MELT, 1993) donnait également des équations approchant les courbes.

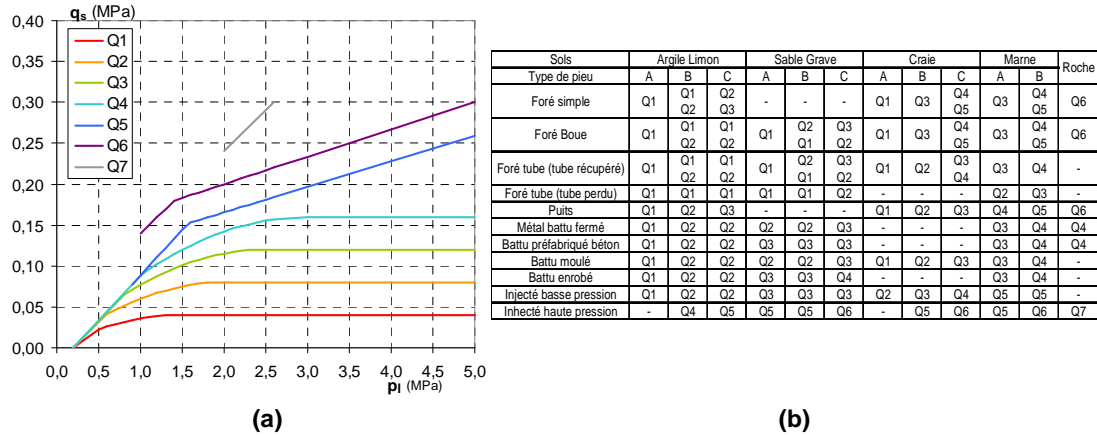


Figure 14. Abaque du frottement latéral unitaire q_s (a) et choix de la courbe de frottement latéral unitaire limite q_s (b) (modifié d'après le Fascicule 62-V (MELT, 1993))

1.4.2 Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux était obtenue, selon les règles établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993), par combinaison de trois termes : la section transversale en pointe de pieu A_b , le facteur de portance k_p et la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* :

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_b \quad (30)$$

Le facteur de portance dépendait de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (Figure 15).

La pression limite nette équivalente p_{LMe}^* , caractérisant la compacité du sol au voisinage de la pointe, était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$p_{LMe}^* = \frac{1}{3a+b} \int_{L-b}^{L+3a} p_{LM}^*(z) dz \quad (31)$$

$$\text{Avec } a = \frac{B}{2} \text{ si } B > 1\text{m}$$

$$a = 0,5\text{m si } B < 1\text{m}$$

$b = \min(a; h)$, h étant la hauteur de la fondation dans la couche porteuse (Figure 15)

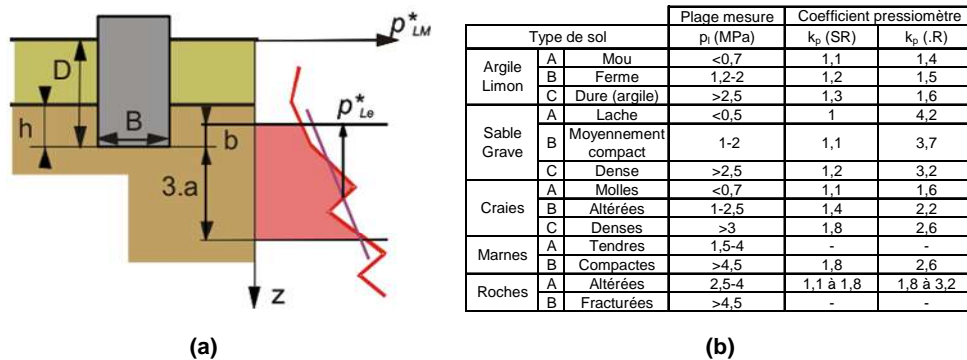


Figure 15. Pression limite nette équivalente (a) et valeurs du coefficient de portance k_p (b) (modifié d'après le Fascicule 62-V (MELT, 1993))

1.4.3 Vérification des états limites

Le Fascicule 62-V (MELT, 1993) recommandait d'appliquer un facteur de sécurité égal à 1,4 sur la portance limite calculée du pieu à l'état limite ultime (ELU) (combinaison fondamentale) et sur la résistance de fluage calculée du pieu à l'état limite de service (ELS) (combinaison quasi permanente) :

$$Q_{sollcitations} \leq \frac{R_{c,cal}}{1,40} \text{ (Combinaison fondamentale à l'état limite ultime)}$$

$$Q_{sollcitations} \leq \frac{R_{fluage,cal}}{1,40} \text{ (Combinaison quasi permanente à l'état limite de service)}$$

avec $R_{fluage,cal} = 0,5R_{b,cal} + 0,7R_{s,cal}$ pour les pieux mis en œuvre sans refoulement du sol

$R_{fluage,cal} = 0,7R_{b,cal} + 0,7R_{s,cal}$ pour les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol

1.5 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Bustamante et Gianceselli, (2006)

Depuis les années 1990, 180 essais de chargement statique de pieux, représentant environ 43 % de l'ensemble des essais examinés par Bustamante et Gianceselli, (2006), ont été réalisés et n'ont donc pas été pris en compte dans les règles de calcul de portance des pieux établies dans le Fascicule 62-V et le DTU 13.2 (Bustamante et al., 2009).

La synthèse de ces données par Bustamante et Gianceselli, (2006) a permis :

- d'inclure les techniques de pieux les plus récentes, dont l'emploi dans la pratique courante était postérieur à la publication de ces deux documents normatifs ;
- de procéder à un réajustement des paramètres de calcul q_s et k_p .

Suite à ce travail, les auteurs ont proposé, en 2006, un modèle de calcul pressiométrique différent de celui établi dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993). Ils ont identifié 20 techniques de réalisation de pieux différentes, contre 17 définies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993) et 19 dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992). Ces techniques étaient réparties en huit classes (Tableau 6). Parmi ces classes, la classe 4 regroupait les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, battus enrobés, battus moulés et battus acier fermés.

1.5.1 Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des pieux était calculée à partir de l'expression générale suivante :

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (32)$$

Le frottement latéral unitaire limite q_s était lu sur l'abaque de la Figure 16 en fonction de la technique de réalisation du pieu, de la nature du sol et la pression limite p_i du sol. Bustamante et Gianceselli, (2006) ont tracé 10 courbes de frottement latéral unitaire en fonction de la pression limite et établi cinq grandes catégories de sols (Tableau 6).

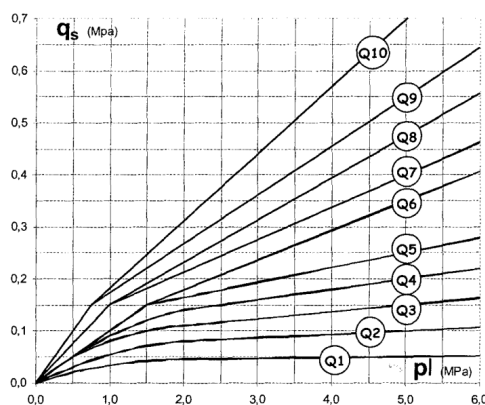


Figure 16. Evolution du frottement latéral unitaire limite q_s des pieux en fonction de la pression limite du terrain p_l (Bustamante et Gianeselli, 2006)

Les expressions mathématiques des courbes de frottement latéral unitaire tracées sur la Figure 16 ont été établies par Burlon et al., (2013) et étaient de la forme :

$$q_{si}(p_l) = (a_i p_l + b_i)(1 - e^{-c_i p_l}) \quad (i \in [1;10]) \quad (33)$$

Avec a_i , b_i et c_i trois paramètres dépendants de la nature du sol et du type de pieu mis en œuvre.

Tableau 6. Techniques de réalisation, classes, facteurs de portance k_p et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire limite q_s (modifié d'après Bustamante et Gianeselli, 2006)

Technique de réalisation	Classe	Argile Limon		Sable Grave		Craie		Marno-calcaire		Roche altérée	
		k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe	k_p	Courbe
1-Foré simple	1	1,25	Q2	1,2	Q2	1,6	Q5	1,6	Q4	1,6	Q6
2-Foré boue			Q2		Q2		Q5		Q4		Q6
3-Foré tubé virole perdue			Q1		Q1		Q1		Q2		Q1
4-Foré tubé virole récupérée			Q1		Q2		Q4		Q4		Q4
5-Foré simple ou boue avec rainurage, puits			Q3		Q3		Q5		Q4		Q6
6-Foré tarière continue simple et double rotation	2	1,3	Q2	1,65	Q4	2,0	Q3	2,0	Q5	2,0	Q5
7-Vissé moulé	3	1,7	Q3	3,9	Q5	2,6	Q4	2,3	Q4	2,3	Q4
8-Vissé tubé			Q1		Q2		Q2		Q2		Q2
9-Battu béton préfabriqué ou précontraint	4	1,4	Q3	3,1	Q3	2,4	Q2	2,4	Q2	2,4	*
10-Battu enrobé (béton-mortier-coulis)			Q6		Q8		Q7		Q7		*
11-Battu moulé			Q2		Q3		Q6		Q5		*
12-Battu acier fermé			Q2		Q2		Q1		Q2		*
13-Battu acier ouvert	5	1,1	Q2	2,0	Q1	1,1	Q1	1,1	Q2	1,1	*
14-Profilé H battu	6	1,4	Q2	3,1	Q2	2,4	Q1	1,4	Q2	1,4	*
15-Profilé H battu injecté IGU ou IRS			Q6		Q8		Q7		Q7		*
16-Palplanches battues			Q2		Q2		Q1		Q2		*
17-Micropieu type I	1	1,25	Q1	1,2	Q1	1,6	Q1	1,6	Q2	1,6	Q6
18-Micropieu type II			Q1		Q1		Q1		Q2		Q6
19-Pieu ou micropieu injecté type III	8	1,4	Q6	1,6	Q8	1,8	Q7	1,8	Q7	1,5	Q9
20-Pieu ou micropieu injecté type IV			Q9		Q9		Q9		Q9		Q10

1.5.2 Calcul de la résistance de pointe

La formule de calcul de la résistance de pointe des pieux était identique à celle établie dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993) :

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_b \quad (34)$$

Le calcul de la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* a été détaillé dans la Partie II, § 1.4.2. Contrairement au Fascicule 62-V (MELT, 1993), le facteur de portance k_p présentait une valeur unique pour chaque catégorie de sol et technique de pieu (Tableau 6).

1.6 Règles de calcul des fondations profondes proposées par Burlon et al., (2013)

L'Eurocode 7, relatif au calcul géotechnique, comporte deux parties distinctes : la première, publiée en 2004, présente des règles générales et définit les principes de calcul géotechnique dans le cadre de l'approche aux états limites ; la seconde, publiée en 2007, est relative aux essais en laboratoire et *in situ*. Elle donne les exigences pour les appareillages, les procédures d'essais, la présentation, l'interprétation des résultats et fournit en annexe des méthodes de dimensionnement des ouvrages (Frank, 2010).

Les méthodes de calculs différant d'un pays à un autre, les règles et les formules de dimensionnement ne sont pas définies dans l'Eurocode 7, mais dans des annexes « informatives » qui peuvent être rendues « normatives » et constituer des annexes nationales. La mise en conformité des règles de calcul françaises par rapport aux exigences établies dans l'Eurocode 7 (Partie II, § 2 et § 3) a motivé la reprise des méthodes de calcul établies dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993). Ces dernières, ainsi que celles proposées par Bustamante et Gianceselli, (2006), ont été reprises et modifiées par Burlon et al., (2013).

Dans le cadre de l'application de l'Eurocode 7, la nouvelle norme d'application nationale française relative aux fondations profondes NF P 94-262 (AFNOR, 2012) s'est substituée au cours de l'année 2012 aux anciens documents normatifs français, le Fascicule 62-V (MELT, 1993) et le DTU 13.2 (AFNOR, 1992).

Les règles de dimensionnement des fondations profondes établies dans cette nouvelle norme par l'AFNOR en 2012 ont été reprises des travaux menés par Burlon et al., (2013).

La classification des techniques de réalisation des pieux établies par Bustamante et Gianceselli, (2006) a été conservée, les cinq catégories de sols précisées et les paramètres de calcul q_s et k_p modifiés. Ces travaux se sont appuyés sur l'exploitation d'une base de données d'essais de chargement statique de pieux, préalablement initiée par Bustamante et Gianceselli, (2006).

1.6.1 Construction d'une base de données d'essais de pieux

Les premiers essais de chargement de pieux réalisés au LCPC datent de 1966, mais les premiers essais avec mesures de la répartition des efforts le long du pieu ont été effectués dans les années 1970 (Partie II, § 1.3). Durant ces 40 dernières années, les essais de chargement de pieux de type et technologie différents, instrumentés avec des extensomètres amovibles ont permis d'alimenter la connaissance sur leur comportement mécanique (distribution des efforts en fonction de la profondeur) et leur résistance en fonction de la nature des terrains.

Selon [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#), 561 essais de chargement statiques ont été réalisés en France. Bon nombre d'entre eux n'ont néanmoins pas été comptabilisés dans cette base de données pour les raisons suivantes :

- Certaines données d'entrée manquaient (comme par exemple la pression limite du sol) ;
- Certains essais de chargement ont été arrêtés avant la rupture du pieu ;
- Le frottement latéral des pieux n'a parfois pas été intégralement mobilisé lors des essais.

Cette base de données contient à ce jour 215 sites différents ([Bustamante et Gianceselli, 2006](#)) et 174 essais exploitables pour le calcul des résistances de pointe et de frottement. L'intérêt d'une telle base est de définir et de caler des méthodes de dimensionnement à l'aide d'un grand nombre d'essais sur des types de pieux et des natures de sols différents. Elles reposent sur les mesures des résistances de frottement et de pointe des pieux ainsi que sur l'établissement de corrélations entre ces résistances et les caractéristiques pressiométriques et pénétrométriques du sol.

Les 20 classes de pieux établies par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#) ont été scindées en deux groupes, G1 et G2, définis pour l'exploitation de la base de données. Le groupe G1 regroupe tous les pieux, hormis les catégories 10, 15 et 17 à 20 regroupées dans le groupe G2.

1.6.2 Calcul de la résistance de frottement

L'expression de la résistance de frottement des pieux proposée par [Burlon et al., \(2013\)](#) diffère de celle déterminée à partir des courbes tracées par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#) dans la mesure où :

- le nombre d'expressions du frottement latéral unitaire limite est réduit à cinq ;
- les paramètres a, b et c ne dépendent que de la nature du sol (Tableau 7) ;
- l'expression de q_s établie dans la Partie II, § 1.5.1 est multipliée par un paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ qui dépend de l'interface sol-pieu (Tableau 8).

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(p_l) dz = \pi B \int_0^L \alpha_{\text{pieu-sol}} f_{sol}(p_l) dz = \pi B \int_0^L \alpha_{\text{pieu-sol}} (ap_l + b)(1 - e^{-cp_l}) dz \quad (35)$$

Les paramètres a, b, c et $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ ont été calés à partir de nuages de points relatifs aux différents essais de pieux réalisés dans les cinq natures de sols différentes et collectés dans la base de données.

La forme des courbes f_{sol} est présentée sur la Figure 17.

Tableau 7. Valeurs numériques des paramètres a , b et c (modifié d'après Burlon et al., 2013)

Nature de sol	Argile (%CaCO ₃ <30%) Limon Sols intermédiaires	Sols intermédiaires Sable Grave	Craie	Marne et Calcaire-Marneux	Roche altérée ou fragmentée
Choix courbe	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
a	0,003	0,01	0,007	0,008	0,01
b	0,04	0,06	0,07	0,08	0,08
c	3,5	1,2	1,3	3	3

 Tableau 8. Paramètres adimensionnels $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et facteurs de portance k_p (modifié d'après Burlon et al., 2013)

Technique de réalisation	Groupe	Classe	Argile Limon		Sable Grave		Craie		Marno-calcaire		Roche altérée	
			k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$	k_p	$\alpha_{\text{pieu-sol}}$
1-Foré simple	G1	1	1,15	1,1	1,1	1	1,45	1,8	1,45	1,5	1,45	1,6
2-Foré boue	G1			1,25		1,4		1,8		1,5		1,6
3-Foré tubé virole perdue	G1			0,7		0,6		0,5		-		-
4-Foré tubé virole récupérée	G1			1,25		1,4		1,7		-		-
5-Foré simple ou boue avec rainurage, puits	G1			1,3		-		-		-		-
6-Foré tarière continue simple et double rotation	G1	2	1,3	1,5	1,65	1,8	1,6	2,1	1,6	1,6	2	1,6
7-Vissé moulé	G1	3	1,55	1,9	3,2	2,1	2,35	1,7	2,1	1,7	2,1	-
8-Vissé tubé	G1			0,6		0,6		1		0,7		-
9-Battu béton préfabriqué ou précontraint	G1	4	1,35	1,1	3,1	1,4	2,3	1	2,3	0,9	2,3	-
10-Battu enrobé (béton-mortier-coulis)	G2			2		2,1		0,9		1,6		-
11-Battu moulé	G1			1,2		1,4		1,6		1		-
12-Battu acier fermé	G1			0,8		1,2		1		0,9		-
13-Battu acier ouvert	G1	5	1,0	1,2	1,9	0,7	1,4	0,9	1,4	1,	1,2	1
14-Profilé H battu	G1	6	1,20	1,1	3,1	1	1,7	1	2,2	1	1,5	0,9
15-Profilé H battu injecté IGU ou IRS	G2			2,7		2,9		1		2,4		2,4
16-Palplanches battues	G1	7	1,0	0,9	1,0	0,8	1,0	2,4	1,0	1,2	1,2	1,2
17-Micropieu type I	G2	1	1,15	-	1,1	-	1,45	1,2	1,45	-	1,45	-
18-Micropieu type II	G2			-		-		-		-		
19-Pieu ou micropieu injecté type III	G2	8	1,15	2,7	1,1	2,9	1,45	-	1,45	2,4	1,45	2,4
20-Pieu ou micropieu injecté type IV	G2			3,4		3,8		2,4		3,1		3,1

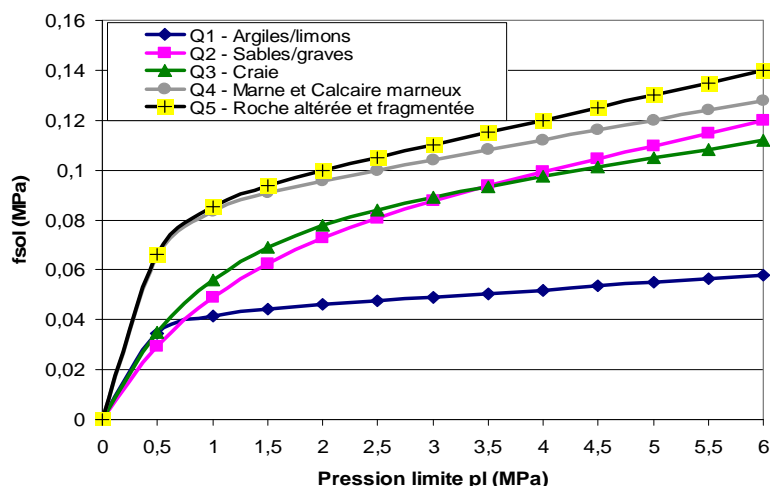


Figure 17. Abaque des courbes f_{sol} (modifié d'après Burlon et al., 2013)

1.6.3 Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est calculée, selon les règles proposées par Burlon et al., (2013), à partir de l'expression classique suivante :

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_b \quad (36)$$

La méthode de calcul de la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* a été définie dans la Partie II, § 1.4.2. Les valeurs du facteur de portance k_p , fixées à partir d'un calage sur la base de données, sont données dans le Tableau 7.

2 Approches de calcul dans l'Eurocode 7

Les méthodes de dimensionnement des fondations profondes font référence, dans le cadre de l'Eurocode 7, à des valeurs de calcul que l'on peut qualifier de « prudentes ». A cet effet, les notions de valeurs caractéristiques et de calcul ont été introduites et définies à partir des valeurs de mesures.

Les valeurs caractéristiques interviennent dans la vérification des états limites de service (ELS) et correspondent à une probabilité maximale de mise en défaut égale à 5 % (Frank, 2010). Cette probabilité de mise en défaut est respectée pour les actions, mais pas pour les résistances pour lesquelles des facteurs partiels de sécurité partiels sont appliqués. Les valeurs de calcul interviennent dans les vérifications des états limites ultimes (ELU) et sont obtenues en appliquant des coefficients partiels aux valeurs caractéristiques.

Selon l'Eurocode 7, le calcul de la valeur caractéristique de la portance d'un pieu $R_{c,k}$ peut s'effectuer selon deux approches distinctes (Baguelin et al., 2012) :

- L'approche dite « pieu modèle » dans laquelle N valeurs de portance R_c de chaque pieu sont calculées à partir des N sondages disponibles. La valeur caractéristique de la portance $R_{c,k}$ d'un pieu est alors déterminée à partir de la relation :

$$R_{c;k} = \frac{1}{\gamma_{R;d1}} \min \left(\frac{\text{moy}(R_c)}{\xi_3}; \frac{\min(R_c)}{\xi_4} \right) \quad (37)$$

ξ_3 et ξ_4 sont deux paramètres tenant compte de la dispersion spatiale des propriétés du sol ;

- L'approche dite « modèle de terrain » dans laquelle la valeur de portance R_c de chaque pieu est calculée à partir d'un modèle géotechnique du site. Cette approche est privilégiée en France lors du dimensionnement de fondations profondes dans le cadre d'un projet. La valeur caractéristique de la portance $R_{c;k}$ est égale à :

$$R_{c;k} = \frac{R_c}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} = \frac{R_b + R_s}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} = \frac{A_b q_b + \sum_i A_{s,i} q_{s,i}}{\gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2}} \quad (38)$$

$\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ sont deux coefficients de modèle. Leur signification est détaillée dans la Partie II, § 3.

La valeur de calcul de la portance d'un pieu $R_{c;d}$ est obtenue en divisant la valeur caractéristique de la portance du pieu $R_{c;k}$ par un facteur partiel γ_t dépendant de l'état limite ultime. L'Eurocode 7, partie 1 recommande une valeur du facteur partiel de sécurité γ_t égale à 1,1.

Dans l'approche du « pieu modèle », le facteur global de sécurité est égal à :

$$\gamma = \gamma_t \times \gamma_{R;d1} \times \xi_{3ou4} \quad (39)$$

Dans l'approche du « modèle de terrain », le facteur global de sécurité est égal à :

$$\gamma = \gamma_t \times \gamma_{R;d1} \times \gamma_{R;d2} \quad (40)$$

3 Coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$

L'utilisation de méthodes statistiques nécessite que la valeur caractéristique d'un paramètre soit obtenue de sorte que la probabilité d'une valeur plus mauvaise pour l'état limite ultime considéré soit inférieure à 5 % (Eurocode 7 partie 1).

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d2}$ tend à compenser l'écart lié à une détermination qualitative des valeurs caractéristiques élémentaires (notamment la pression limite p_1). Sa valeur est liée au calage des méthodes de calcul et est fixée à 1,1.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ tient compte de la dispersion de la méthode de calcul (qui repose sur l'exploitation de la base de données d'essais de chargement de pieux) entre les valeurs de q_s ou q_b calculées et les données géotechniques de sol (Burlon et al., 2013).

Les valeurs de $\gamma_{R;d1}$ données dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ont été déterminées à partir de l'étude statistique des fonctions de répartition des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ relatifs aux pieux des groupes G1 et G2. Seul le groupe de pieux G1 (contenant notamment les pieux

battus béton préfabriqué ou précontraint, moulés et acier fermé (classe 4) sera étudié dans ce livrable.

La probabilité de mise en défaut de 5 % du nouveau modèle de calcul établi dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Partie II, § 1.6) impose une valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ égale à 1,37 (Figure 18), et donc un facteur global de sécurité égal à $1,37 \times 1,1 = 1,51$. Ce facteur de sécurité est donc supérieur à celui recommandé dans le Fascicule 62-V (MELT, 1993) et égal à 1,4 (Partie II, § 1.4.3)

En considérant que le facteur de sécurité du Fascicule 62-V (MELT, 1993) est égal au produit d'un coefficient de modèle et d'un facteur partiel de sécurité, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ implicite au Fascicule 62-V (MELT, 1993) vaut $\gamma_{R;d1} = \frac{1,4}{\gamma_t} = \frac{1,4}{1,1} = 1,27$. La probabilité de mise en défaut est alors de 17 % (Baguelin et al., 2012) (Figure 18). Selon Burlon et al., (2013), ce niveau de confiance peut être considéré comme suffisant dans la mesure où les facteurs de sécurité appliqués lors du dimensionnement des fondations profondes avec le Fascicule 62-V (MELT, 1993) ont permis de prévenir tout dommage mettant en cause la méthode de dimensionnement.

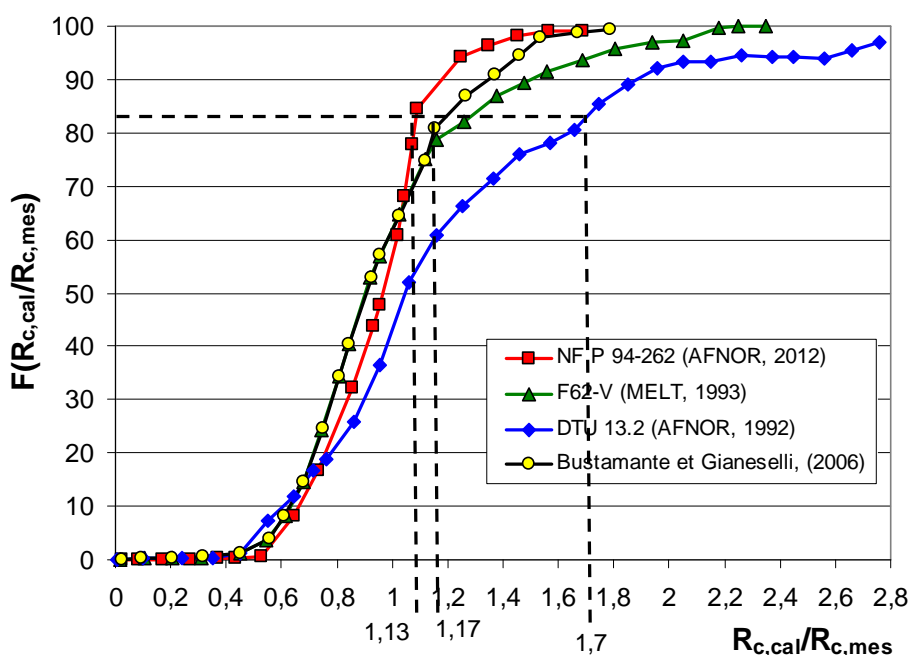


Figure 18. Fonction de répartition de $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ pour les pieux du groupe G1 (modifié d'après Baguelin et al., 2012)

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$, DTU 13.2 (AFNOR, 1992) relatif aux règles de calcul établies par le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) et correspondant à une probabilité de mise en défaut de 17 % est égal à 1,7 (Figure 18). Le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) n'incluant pas les technologies de pieux récentes le ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ présente alors une dispersion importante avec un coefficient de variation égal à 113% (Baguelin et al., 2012).

Les coefficients de modèles proposés par [Bustamante et Gianceselli, \(2006\)](#) (noté $\gamma_{R;d1, \text{Bustamante et Gianceselli, (2006)}}$) et [Burlon et al., \(2013\)](#) (noté $\gamma_{R;d1, \text{Burlon et al., (2013)}}$) et correspondant à cette même probabilité de mise en défaut sont respectivement égaux à 1,17 et 1,13 (Figure 18).

Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif au groupe des pieux G1 et retenu dans la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) est une moyenne des deux coefficients $\gamma_{R;d1, \text{Bustamante et Gianceselli, (2006)}}$ et $\gamma_{R;d1, \text{Burlon et al., (2013)}}$ et est égal à 1,15.

Partie III. Méthode de dimensionnement française des pieux en bois à partir des caractéristiques pressiométriques du terrain

1 Objectifs du dimensionnement

La démarche mise en œuvre pour établir les règles pressiométriques présentées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Partie II, § 1.6) est reprise et modifiée dans cette partie pour proposer des valeurs des coefficients relatifs aux pieux en bois.

Les objectifs de la méthode de dimensionnement des pieux en bois à partir des règles pressiométriques françaises établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont les suivants :

- Déterminer les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol,cal}}$ dans deux classes de sol : les argiles limons et les sables graves ;
- Evaluer le coefficient de portance $k_{p,\text{pieu bois,cal}}$ dans les argiles limons et les sables graves ;
- Définir la valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif à cette technologie de pieux.

2 Principe de la démarche

Les résultats des 10 essais de chargement statique des pieux en bois effectués à Rouen et Cubzac-les-Ponts dans le cadre du projet Pieux Bois constituent une première base de données relative à cette « nouvelle » technologie de pieux (les procédures et les résultats des essais de chargement des pieux en bois battus sur ces deux plots expérimentaux sont présentés dans le livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux »). Néanmoins, ce nombre d'essais étant trop faible pour réaliser une étude statistique et établir des règles de calculs, cette base de données est complétée par :

- Des essais de chargement statique sur des pieux en bois détaillés dans la littérature ;
- Une base de données d'essais de pieux américaine à laquelle nous avons eu accès par l'intermédiaire de l'université de New-Hampshire.

2.1 Construction d'une base de données issue de la littérature

Les essais de chargement des pieux en bois détaillés dans la littérature alimentent cette nouvelle base de données si les informations suivantes sont disponibles :

- Géométrie du pieu (longueur, diamètre en tête ou en pointe ou moyen) ;
- Coupe géologique du sol avec l'évolution de ses propriétés mécaniques en fonction de la profondeur (c_u , q_c ou N_{SPT}) ;
- Portance limite du pieu (voir éventuellement les termes de pointe et de frottement).

Les 10 essais réalisés sur les deux sites expérimentaux sont complétés par :

- 19 essais de chargement de pieux en bois réalisés dans l'argile ou/et dans le sable et corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier (N_{SPT}) ;
- 56 essais de chargement réalisés dans l'argile et corrélés à la résistance au cisaillement non drainée c_u du sol.

Les références des articles dans lesquels sont détaillés les essais de chargement des pieux en bois corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier N_{SPT} et à la résistance au cisaillement non drainée c_u du sol sont données dans la partie « Liste des articles – base de données d'essais de pieux en bois » dans les références bibliographiques.

2.2 Base de données américaine

La base de données d'essais de chargement de fondations profondes américaine (Deep Foundations Load Test Database) a été construite par l'administration américaine à partir d'essais réalisés entre 1985 et 2003, dans l'objectif d'apporter une aide supplémentaire au dimensionnement des fondations auprès des universités, états et entreprises privées. Elle regroupe 1500 essais de chargement de pieux et plus de 2500 essais de caractérisation du sol (N_{SPT} , c_u), collectés auprès des universités, laboratoires, entreprises privées et pays étrangers. Parmi les 1500 essais de chargement de pieux, 21 d'entre eux ont été réalisés sur des pieux en bois et comportaient la totalité des informations listées précédemment. Des sondages de pénétration au carottier ont été effectués à proximité de zones d'essais.

Au total, la base de données d'essais de pieux en bois constituée comprend donc 10 essais de chargement réalisés sur les deux sites expérimentaux, 40 essais (dans des sables et des argiles) corrélés aux résultats des sondages de pénétration au carottier et 56 essais corrélés à la résistance au cisaillement non drainée de l'argile.

Le modèle de calcul développé par la suite est donc construit à partir des paramètres de résistance du sol (c_u) et des résultats des essais pressiométriques et de pénétration au carottier.

2.3 Corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_1

La méthode de dimensionnement française des fondations profondes s'appuie sur des corrélations entre la portance limite des pieux et les caractéristiques pressiométriques du sol (Partie II, § 1.6). Or la base de données d'essais en pieux en bois alimentée dans ce travail ne comprend que des résultats d'essais documentés par des profils d'essais SPT et de cohésion non drainée. Il est donc nécessaire de faire la correspondance avec des profils pressiométriques.

Les profils des cohésions non drainées sont établis uniquement dans les argiles limons, tandis que les profils d'essais SPT le sont à la fois dans les argiles limons et les sables graves (certains sites étant caractérisés par une alternance de couches de sol différentes).

Les caractéristiques pressiométriques des couches de sol sont établies à partir de corrélations entre la pression limite p_l , le nombre de coups de pénétration au carottier N_{SPT} et la résistance au cisaillement non drainée c_u en fonction de la nature du sol (Tableau 9).

Tableau 9. Corrélations entre N_{SPT} , c_u et p_l

	Argile limon	Sable grave
Corrélation entre p_l (MPa) et N_{SPT} (/0,3m)	$\frac{p_l}{N_{SPT}} = 15$	$\frac{p_l}{N_{SPT}} = 20$
Corrélation entre p_l (MPa) et c_u (MPa) (Reiffsteck et al., 2012)	$c_u = \frac{p_l - p_0}{\alpha} + \beta$	
	$p_l - p_0$	α
	<0,3	5,5
	0,3 à 1	12
	10	0,03
	1 à 2,5	35
	0,085	

2.4 Séparation des résistances de pointe et de frottement expérimentales

Les essais de chargement détaillés dans la littérature et la base de données américaine ont été réalisés sur des pieux en bois instrumentés en tête. L'absence d'instrumentation le long du fût ne permet pas de séparer les résistances de pointe et de frottement.

Ainsi, les ratios entre les résistances de pointe et de frottement ont été à partir des résistances de pointe des pieux battus contenus dans la base de données d'essais de pieux du LCPC et de celles mesurées lors des essais de chargement des pieux en bois à Rouen et Cubzac-les-Ponts :

- D'après la base de données d'essais de pieux du LCPC, les résistances de pointe des pieux battus sont en moyenne égales à 38 % de leur portance limite ;
- Les résistances de pointe des pieux en bois battus sur les plots expérimentaux de Rouen et Cubzac-les-Ponts atteignaient en moyenne 17 % de leur portance limite.

Au vu de ces résultats, nous avons considéré que 75 % de la portance limite des pieux en bois était reprise par le fût et 25 % par la pointe.

2.5 Schéma récapitulatif de la démarche

La démarche adoptée dans le cadre de l'élaboration de la méthode de dimensionnement française des pieux en bois est présentée sur la Figure 19. Elle est divisée en cinq étapes, explicitées par la suite.

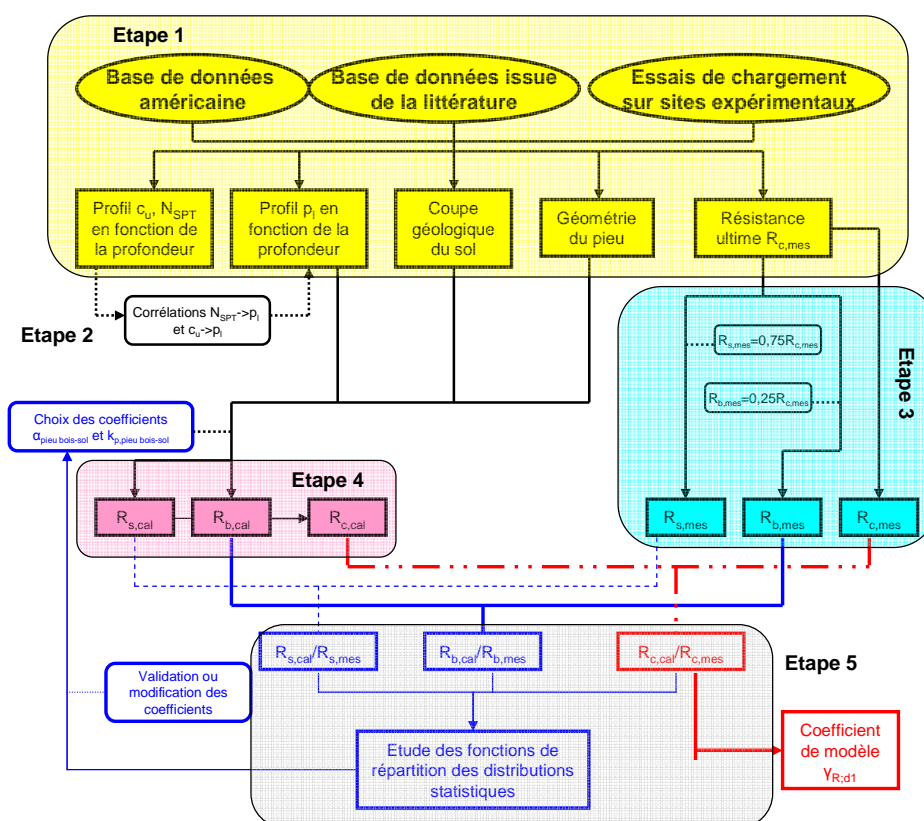


Figure 19. Schéma récapitulatif de la démarche

- La première étape consiste à synthétiser l'ensemble des résultats et données relatifs aux essais de chargement des pieux en bois. On rappelle que ces données proviennent des résultats d'essais obtenus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts, d'articles publiés dans la littérature et de résultats contenus dans la base de données américaine d'essais de pieux (notée dans la suite du livrable BDDA). Les géométries, les portances limites expérimentales des pieux, ainsi que les coupes géologiques des terrains sont relevées. Les profils pressiométriques (à Rouen et Cubzac-les-Ponts), de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile c_u et de la résistance de pénétration au carottier N_{SPT} en fonction de la profondeur le sont également.
- La deuxième étape consiste à établir les profils pressiométriques des terrains dans lesquels ont été battus les pieux en bois. Ces profils sont déterminés par corrélation entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_1 . Les facteurs de corrélation sont présentés dans le Tableau 9. Les profils pressiométriques des plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts sont établis par mesure directe des pressions limites dans le terrain.
- La séparation des efforts repris par le fût et la pointe des pieux en bois non instrumentés avec des extensomètres amovibles constitue la troisième étape de la démarche. Les ratios retenus sont présentés dans la Partie III, § 2.4. Les mesures directes des résistances de pointe et de frottement des pieux en bois testés à Rouen et à Cubzac-les-Ponts ont été réalisées avec un système d'instrumentation constitué d'extensomètres amovibles.
- La quatrième étape de cette démarche consiste à calculer la résistance de frottement, la résistance de pointe et la portance limite des pieux en bois à partir des formules établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) et détaillées dans la Partie II, § 1.6. A ce

stade de l'étude, les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ n'étant pas déterminés, ils sont supposés égaux à ceux des pieux de la classe 4 de la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Tableau 8). On rappelle que la classe 4 regroupe les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, battus enrobés (béton-mortier-coulis), battus moulés et battus acier fermés.

- Une fois les résistances des pieux calculées, les fonctions de répartition des ratios $R_{s,\text{cal}}/R_{s,\text{mes}}$, $R_{b,\text{cal}}/R_{b,\text{mes}}$ et $R_{c,\text{cal}}/R_{c,\text{mes}}$ sont tracées (étape n°5). Les coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ sont alors modifiés en fonction des valeurs des coefficients de modèle $\gamma_{R;d,\text{pieu bois}}$, résistance de frottement et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois}}$, résistance de pointe obtenues. La fonction de répartition du ratio $R_{c,\text{cal}}/R_{c,\text{mes}}$ permet également de déterminer le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$.

La finalité de la démarche présentée ci-dessus consiste donc à déterminer les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$ et $\gamma_{R;d1}$. Elles sont présentées dans la Partie III, § 3 et § 4.

3 Calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$

Les règles de calcul des fondations profondes présentées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) ont été établies en considérant une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition du ratio $R_{c,\text{cal}}/R_{c,\text{mes}}$ égale à 17 % (Partie II, § 3).

Cette probabilité de mise en défaut de 17 % est conservée pour le calage des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$ et $\gamma_{R;d1}$.

Compte tenu du manque de données relatives aux autres natures de sol (craie, marne et calcaire-marneux, roche altérée ou fragmentée), le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ et le facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$ sont uniquement déterminés dans les argiles limons et les sables graves.

3.1 Calage du coefficient $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$

L'étude de la distribution statistique du ratio $R_{s,\text{cal}}/R_{s,\text{mes}}$ vise à déterminer les valeurs du paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ dans les argiles limons et les sables graves. On a vu, dans la Partie II, § 1.6.2, qu'il dépendait de la technique de réalisation du pieu et de la nature du terrain.

Dans la suite du livrable, le terme « compilation » désignera l'ensemble des résultats des essais de chargement des pieux en bois réalisés sur les deux plots expérimentaux et publiés dans la littérature et dans la base de données américaine.

Les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, supposées égales à celles des pieux de classe 4, sont modifiées et calées de sorte que la différence entre les coefficients de modèle $\gamma_{R;d,\text{pieu bois}}$, résistance de frottement, compilation et $\gamma_{R;d,\text{pieu battu classe 4}}$, résistance de frottement soit minimisée (Figure 20). Ce dernier, égal à 1,32, a été déterminé en analysant 41 essais de chargement de pieux battus et en conservant une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition de 17 %.

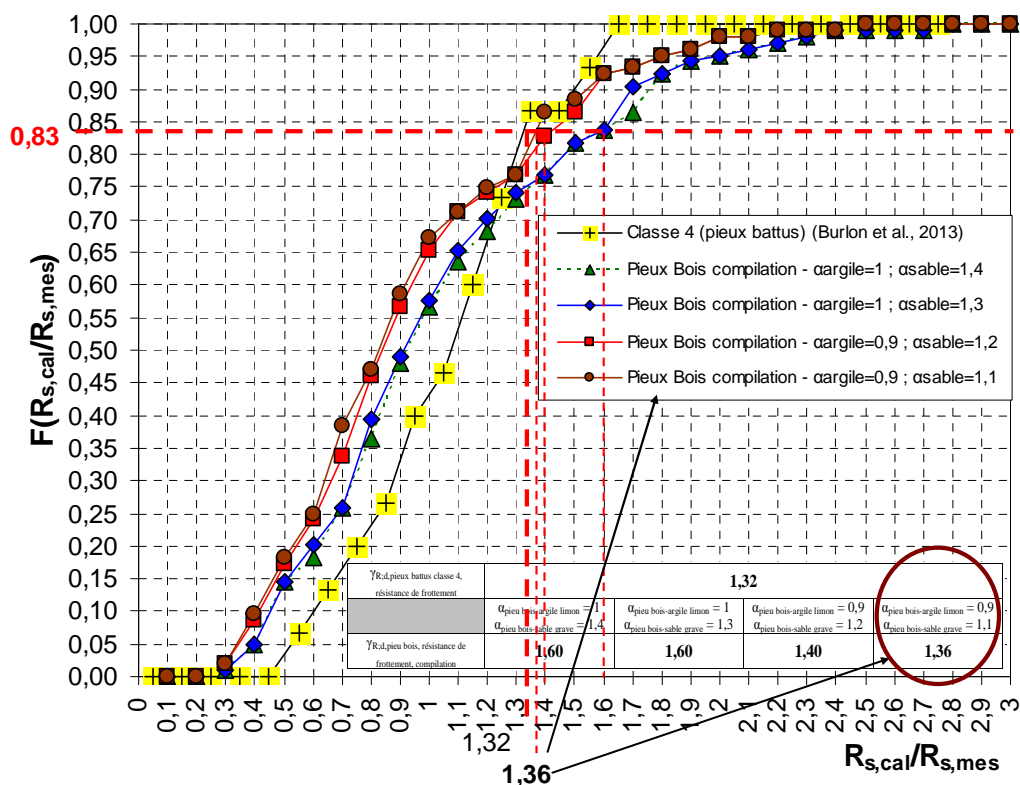


Figure 20. Fonctions de répartition de $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ en fonction des valeurs de $\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois-sables graves}}$

Pour des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois-sable grave}}$ respectivement égaux à 0,9 et 1,1, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, compilation}}$ est égal à 1,36.

Le Tableau 10 et la Figure 21 présentent les valeurs du paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$ que nous proposons dans les argiles limons et les sables graves, ainsi que les fonctions de répartition du ratio $R_{s,cal}/R_{s,mes}$.

Tableau 10. Valeurs de $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ et $\alpha_{\text{pieu bois-sables graves}}$

$a_{\text{argiles limons}}$	0,003	$a_{\text{sables graves}}$	0,01
$b_{\text{argiles limons}}$	0,04	$b_{\text{sables graves}}$	0,06
$c_{\text{argiles limons}}$	3,5	$c_{\text{sables graves}}$	1,2
$\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$	0,9	$\alpha_{\text{pieu bois - sables graves}}$	1,1

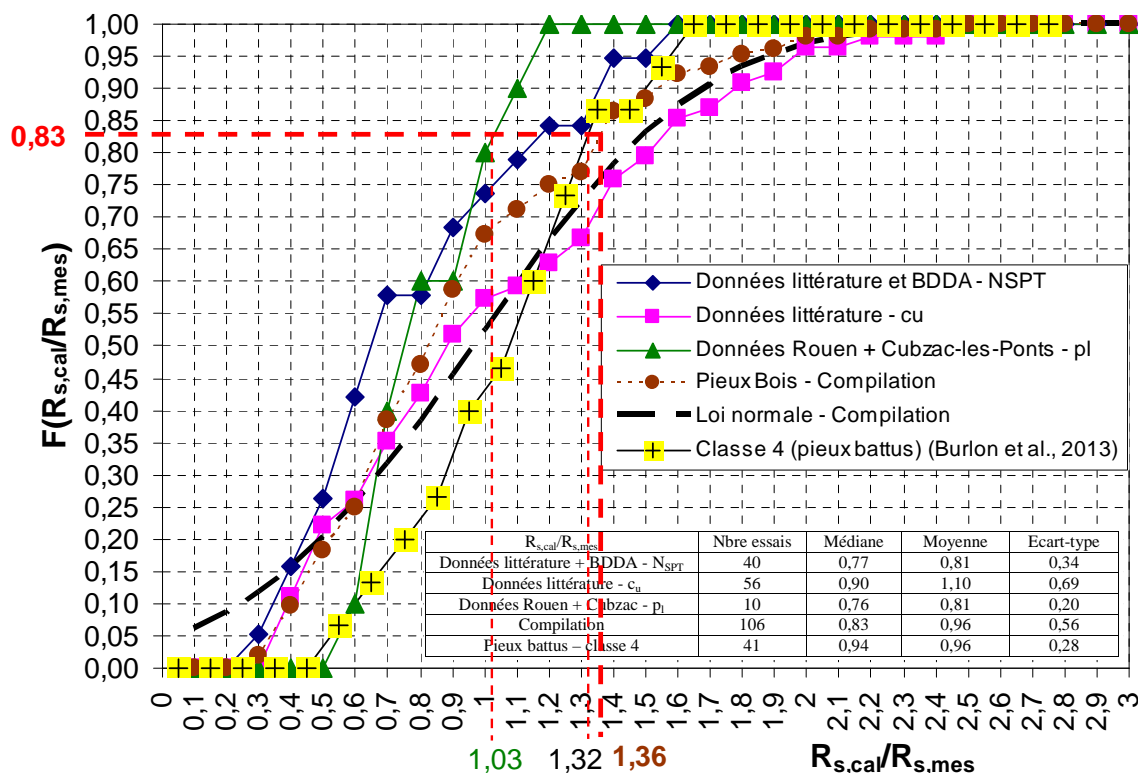


Figure 21. Fonctions de répartition de $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ pour les pieux en bois

Le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-argiles limons}}$ est égal à 0,9. Sa valeur est comprise entre celles des paramètres $\alpha_{\text{pieu battu acier fermé-argiles limons}}$ (égale à 0,8) et $\alpha_{\text{pieu béton battu préfabriqué-argiles limons}}$ (égale à 1,1) établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012).

Le paramètre $\alpha_{\text{pieu bois-sables graves}}$ est lui égal à 1,1. Sa valeur est inférieure à celles des paramètres $\alpha_{\text{pieu battu acier fermé- sables graves}}$ (égale à 1,2) et $\alpha_{\text{pieu béton battu préfabriqué- sables graves}}$ (égale à 1,4) (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)).

Les différentes fonctions de répartition tracées à partir des données publiées dans la littérature, dans la base de données américaine et mesurées à Rouen et Cubzac-les-Ponts présentent des tendances similaires à la loi normale (Figure 21).

Les distributions des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculés à partir des données publiées dans la littérature et la base de données américaine sont dispersées : les coefficients de variation sont égaux à 42 % (données littérature + BDDA - N_{SPT}) et 63 % (données littérature - c_u). Ces dispersions sont liées aux incertitudes sur les facteurs de corrélation entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l , et sur la répartition « arbitraire » des efforts entre le fût et la pointe. Le coefficient de variation des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculés à partir de la compilation des données est égal à 58 %. La distribution des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculé à partir des données mesurées sur les deux plots expérimentaux (Rouen et Cubzac-les-Ponts) présente la dispersion la plus faible : son coefficient de variation est égal à 25 %.

La moyenne et la médiane des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ calculées à partir de la compilation des données relatives aux pieux en bois sont respectivement égales à 0,96 et 0,83 (Figure 21).

Tandis que la moyenne et la médiane des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ relatifs aux pieux battus de la classe 4 (Burlon et al., 2013) sont respectivement égales à 0,96 et 0,94.

Les moyennes des ratios $R_{s,cal}/R_{s,mes}$ relatifs aux pieux en bois et aux pieux battus de la classe 4 (Burlon et al., 2013) sont donc identiques. Les médianes diffèrent de 11 %.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, compilation}}$ est égal à 1,36 (Figure 21). Sa valeur est proche de celle du coefficient de modèle relatif à la résistance de frottement des pieux battus (classe 4) dans les argiles limons et les sables graves et égale à 1,32 (Burlon et al., 2013).

Enfin, si l'on considère uniquement les résultats d'essais de chargement obtenus à Rouen et à Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, plots expérimentaux}}$ atteint 1,03 (Figure 21). Il tient compte de la dispersion de la méthode de calcul (reposant sur 10 essais de chargement de pieux en bois) entre les valeurs des frottements latéraux unitaires limites et les données géotechniques de sol.

3.2 Calage du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$

Les valeurs du coefficient de portance k_p établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) dépendent de la classe des pieux et de la nature du sol (Tableau 8).

La probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition du rapport $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ égale à 17 % est conservée pour le calage du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$.

Le Tableau 11 et la Figure 22 présentent les valeurs de ce coefficient retenues dans les argiles limons et les sables graves, ainsi que les fonctions de répartition du ratio $R_{b,cal}/R_{b,mes}$.

Les valeurs retenues du facteur $k_{p, \text{pieu bois}}$ dans les argiles limons et les sables graves sont identiques à celles établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) pour les pieux de classe 4 (Tableau 8).

Tableau 11. Valeurs du coefficient de portance k_p dans les argiles limons et les sables graves

$k_{p, \text{pieu bois, argiles limons}}$	1,35	$k_{p, \text{pieu bois, sables graves}}$	3,1
---	------	--	-----

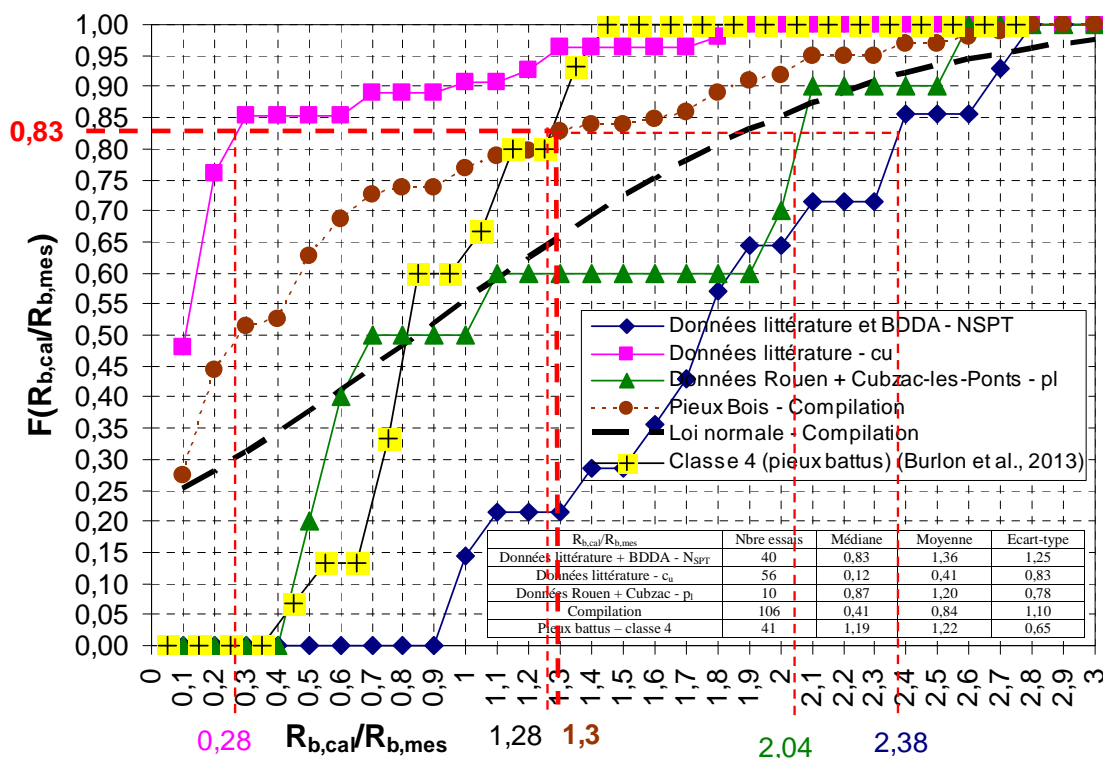


Figure 22. Fonction de répartition de $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ pour les pieux en bois

La Figure 22 met en évidence une dispersion importante des ratios $R_{b,cal}/R_{b,mes}$. Les coefficients de variation varient entre 65 % (données mesurées à Rouen et à Cubzac-les-Ponts) et 200 % (données littérature - c_u).

La résistance de pointe des pieux calculée à partir des corrélations entre les paramètres c_u et p_1 est sous-estimée (90 % de la population des pieux présentent un ratio $R_{b,cal}/R_{b,mes}$ inférieur à 1), tandis qu'elle est surestimée lorsque p_1 est corrélée avec N_{SPT} (Figure 22). Les facteurs de corrélation utilisés ainsi que la séparation « arbitraire » de la portance limite des pieux en un terme de frottement et un terme de pointe peuvent expliquer cette dispersion.

En ne tenant compte que des essais de chargement réalisés à Rouen et Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, sites expérimentaux}}$ est égal à 2,04 (Figure 22). Cependant, ce coefficient, ainsi que le facteur $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement, sites expérimentaux}}$ étant déterminés à partir d'un faible nombre d'essais de pieux (seulement 10), ils sont peu représentatifs de l'ensemble de la population des pieux en bois.

Les coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, données littérature et BDDA - NSPT}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, données littérature-cu}}$ valent respectivement 2,38 et 0,28 (Figure 22). Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe, compilation}}$ relatif aux pieux en bois est égal à 1,3, tandis que celui relatif aux pieux de classe 4 est égal à 1,28 (Burlon et al., 2013).

4 Coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif aux pieux en bois

Lors d'un essai de chargement, l'instrumentation de la tête du pieu avec un peson et quatre capteurs de déplacement verticaux permet de mesurer la portance limite du pieu. Le faible nombre de capteurs utilisés et la « simplicité » de leur mise en place limitent considérablement les incertitudes sur les valeurs enregistrées.

Les résistances de pointe et de frottement des pieux en bois ont été mesurées avec un système d'instrumentation constitué d'extensomètres amovibles. Les incertitudes liées à la sensibilité des jauges de déformation dans l'eau, à l'adhérence des bloqueurs dans les tubes métalliques, ainsi qu'au dispositif d'instrumentation même des pieux en bois sur les mesures des résistances sont difficiles à évaluer.

Néanmoins, compte tenu du fait que les essais de chargement sur les plots expérimentaux de Rouen et Cubzac-les-Ponts ont été réalisés selon le même protocole d'essais que ceux utilisés dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), il n'y a pas de réelles justifications à obtenir des coefficients de modèle $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de frottement}}$ et $\gamma_{R;d, \text{pieu bois, résistance de pointe}}$ différents de ceux établis dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012).

Les valeurs caractéristiques des résistances de pointe et de frottement sont calculées en divisant les résistances de pointe et de frottement calculées par deux coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ présentés dans la Partie II, § 3. Le second est fixé à 1,1, tandis que le premier tient compte de la dispersion du modèle de calcul.

L'étude des ratios entre les portances limites calculées et mesurées des pieux permet de « masquer » les incertitudes liées aux mesures expérimentales et à la séparation des termes de pointe et de frottement.

Le coefficient de modèle global $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois}}$ relatif aux pieux en bois est déterminé à partir de l'étude statistique des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ (Figure 23). La portance limite des pieux est calculée à partir des valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois}}$ et $k_{p, \text{pieu bois}}$ présentées dans la Partie III, § 3.1 et § 3.2.

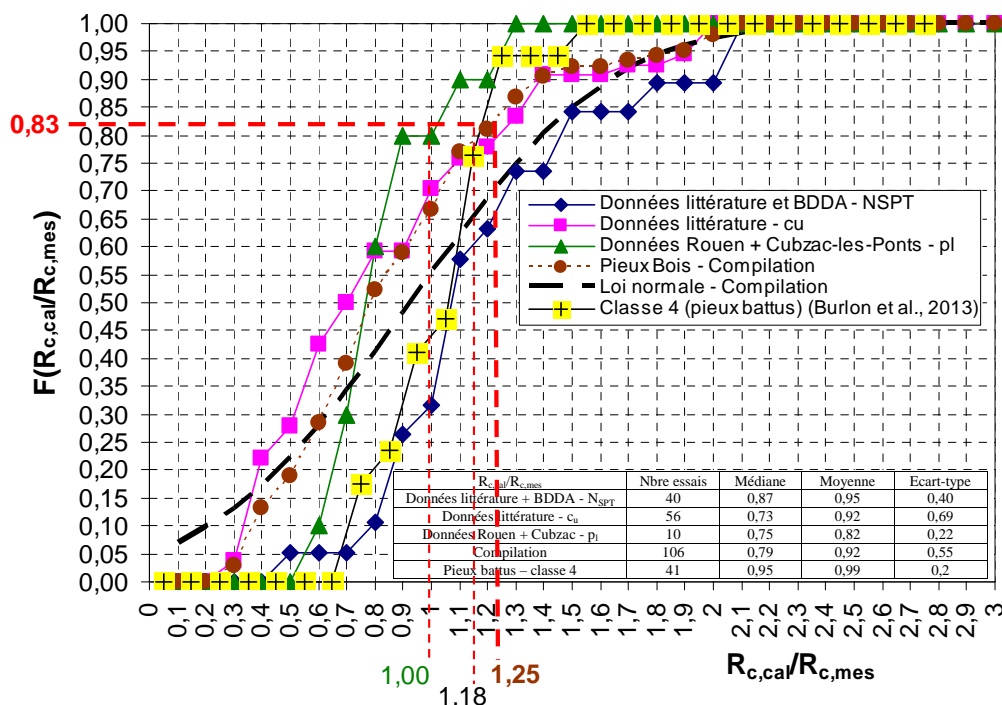


Figure 23. Fonction de répartition de $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ pour les pieux en bois

La fonction de répartition tracée à partir de l'ensemble des données publiées dans la littérature, dans la base de données américaine et mesurées à Rouen et Cubzac-les-Ponts présente une tendance similaire à la loi normale (Figure 23).

La Figure 23 met en évidence une certaine dispersion des ratios $R_{c,cal}/R_{c,mes}$. Les coefficients de variation varient entre 29 % (données mesurées à Rouen et à Cubzac-les-Ponts) et 75 % (données littérature - c_u). La distribution du ratio $R_{c,cal}/R_{c,mes}$ calculé à partir des données mesurées à Rouen et Cubzac-les-ponts présente la dispersion la plus faible.

Le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois, compilation}}$ associé à une probabilité de mise en défaut de la fonction de répartition de 17 % est égal à 1,25 (Figure 23). Si l'on ne tient compte que des essais de chargement réalisés à Rouen et Cubzac-les-Ponts, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois, sites expérimentaux}}$ vaut 1.

Enfin, le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, \text{pieu battu, classe 4}}$ relatif aux pieux battus de la classe 4 est égal à 1,18.

Les pieux en bois constituent, selon la classification établie dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (Tableau 8), une 21^{ème} catégorie. Leur technique de mise en œuvre par battage permet de les intégrer dans la classe 4, où figurent notamment les pieux battus béton préfabriqué, enrobés, moulés et acier fermés. Cette classe de pieux (mis à part les pieux battus enrobés) est contenue dans le groupe G1, dont le coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ est égal à 1,15 (Partie II, § 3).

Compte tenu du retour d'expérience inexistant sur la portance limite réelle des pieux en bois dimensionnés à partir des règles pressiométriques proposées dans cette étude, la valeur du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1, \text{pieu bois}}$ est maintenue à 1,25. Cette dernière est donc différente de celle du coefficient de modèle $\gamma_{R;d1}$ relatif au groupe G1.

Partie IV. Calculs des tassements des pieux en bois

L'objectif de cette partie est de comparer le tassement des pieux en bois déterminés à partir de différentes lois de comportement et de la méthode hollandaise de calcul des tassements. Certaines données présentées par la suite font références à celles détaillées dans le livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux ».

1 Présentation des lois de comportement

Deux lois de comportement, couramment employées dans la pratique de l'ingénieur, sont détaillées dans ce paragraphe : la première est de type trilineaire, la seconde est de type exponentiel.

1.1 Loi de comportement trilineaire

Les courbes de mobilisation relatives à la loi de comportement trilineaire proposée par Frank et Zhao, (1982) et recommandée par la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) sont linéaires par morceaux (Figure 24). La rigidité de l'interface sol-pieu est fonction du module pressiométrique du sol E_M , de la largeur de la fondation B et de la nature du sol (sols fins ou granulaires).

τ et $q_{s,mes}$ représentent respectivement le frottement latéral unitaire et le frottement latéral unitaire limite du pieu.

$$\text{Si } 0 < \delta l < \frac{q_{s,mes}}{2k_\tau} \text{ alors } \tau = k_\tau \times \delta l \quad (41)$$

$$\text{Si } \frac{q_{s,mes}}{2k_\tau} < \delta l < \frac{3q_{s,mes}}{k_\tau} \text{ alors } \tau = \frac{k_\tau \times \delta l}{5} + \frac{2q_{s,mes}}{5} \quad (42)$$

$$\text{Si } \delta l > \frac{3q_{s,mes}}{k_\tau} \text{ alors } \tau = q_{s,mes} \quad (43)$$

Avec $k_\tau = \frac{2E_M}{B}$ dans les sols fins et $k_\tau = \frac{0,8E_M}{B}$ dans les sols granulaires.

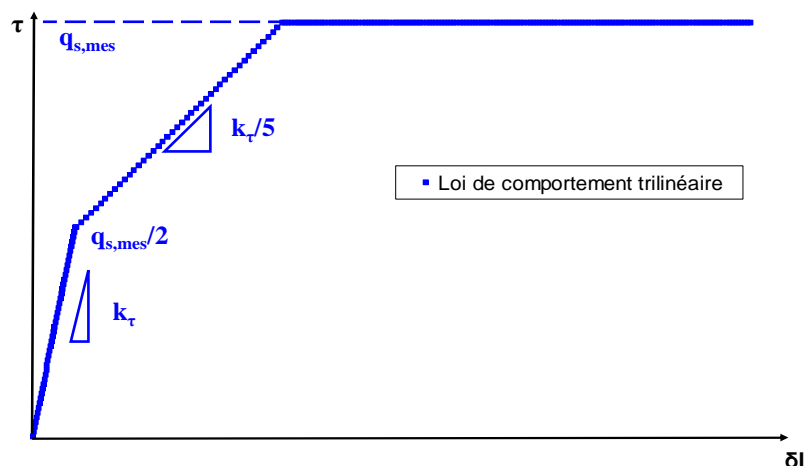


Figure 24. Forme de la loi de comportement trilineaire

Les valeurs du frottement latéral unitaire limite $q_{s,mes}$ des pieux en bois ont été présentées dans le livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux ». Les valeurs de la rigidité de l'interface sol-pieu k_τ sont calculées à partir à partir des modules pressiométriques E_M des sols mesurés sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-ponts et également détaillées dans le livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux ».

La forme des lois de mobilisation de l'effort de pointe des pieux est identique à celle des lois de mobilisation du frottement axial. Les termes τ et $q_{s,mes}$ sont respectivement remplacés par les termes q (résistance de pointe unitaire du pieu) et $q_{b,mes}$ (résistance de pointe unitaire limite du pieu).

Les expressions de la rigidité k_q relative à la pointe du pieu dans les sols fins et les sols granulaires sont les suivantes (norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)) :

$$k_q = \frac{11E_M}{B} \text{ dans les sols fins et } k_q = \frac{4,8E_M}{B} \text{ dans les sols granulaires.}$$

Les valeurs de la résistance de pointe unitaire limite $q_{b,mes}$ des pieux en bois ont été présentées dans le livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux ». Les valeurs de la rigidité k_q sont calculées à partir à partir des modules pressiométriques E_M des sols mesurés sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-ponts et détaillés dans ce même livrable.

1.2 Loi de comportement exponentielle

Selon Potyondy, (1961), le frottement à l'interface entre un sol et un matériau résulte du déplacement de l'une des deux entités et ne peut être évalué qu'empiriquement. Kezdi, (1959), cité par Potyondy, (1961) a établi une relation entre les contraintes et les déformations à l'interface entre des matériaux et un sol granulaire. Cette relation est de la forme :

$$\tau = \tan(\delta) \times \left[1 - e^{-k \frac{\delta l}{\delta l_0 - \delta l}} \right] \quad (44)$$

Avec δ l'angle de frottement à l'interface entre le sol et le pieu, k une constante caractéristique du sol et δl_0 le déplacement maximum atteint à la rupture.

La seconde loi de comportement proposée dans ce livrable reprend la forme générale de la loi établie par Wang et al., (2012) et Combarieu, (1988). Son expression est la suivante :

$$\tau = q_{s,mes} \times \left[1 - e^{-\delta l / \alpha_s} \right] \quad (45)$$

Le paramètre α_s peut être déterminé soit à partir de la pente à l'origine, égale à $\frac{q_{s,mes}}{\alpha_s}$, soit en considérant que pour un déplacement δl égal à α_s , la contrainte de cisaillement à l'interface τ est égale à 63 % de la résistance au cisaillement $q_{s,mes}$ (Figure 25).

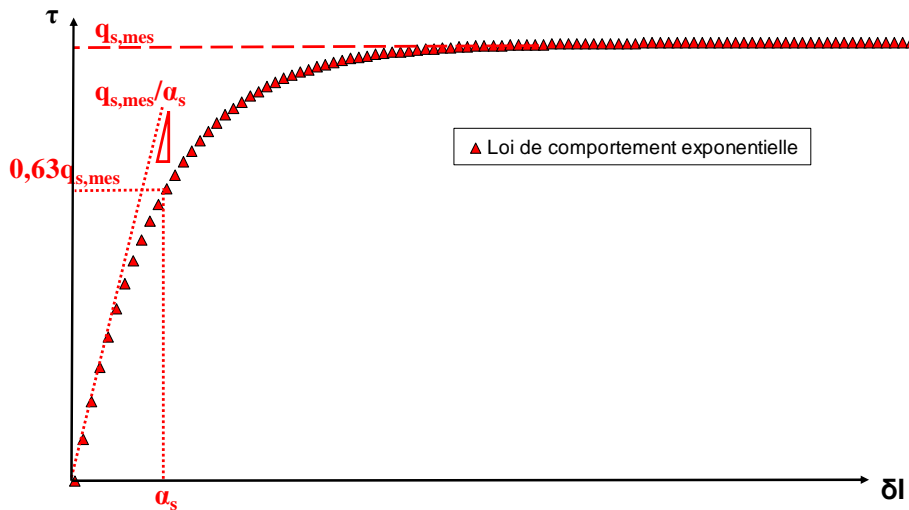


Figure 25. Forme de la loi de comportement exponentielle et détermination du paramètre α

Dans le cadre de cette étude, les valeurs du paramètre α_s sont déterminées à partir des valeurs des modules pressiométriques des terrains mesurés à Rouen et à Cubzac-les-Ponts (cf livrable « Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux »).

En considérant que les pentes à l'origine des lois exponentielle (égale à $\frac{q_{s,mes}}{\alpha_s}$) et trilineaire

(égale à $\frac{2E_M}{B}$ dans les sols fins et $\frac{0,8E_M}{B}$ dans les sols granulaires.) sont égales, le paramètre

α_s vaut :

$$\alpha_s = \frac{q_{s,mes}}{2 \frac{E_M}{B}} \text{ dans les sols fins et } \alpha_s = \frac{q_{s,mes}}{0,8 \frac{E_M}{B}} \text{ dans les sols granulaires.}$$

Une démarche similaire à celle présentée ci-dessus a été mise en œuvre pour déterminer les valeurs du paramètre α_b relatif à la loi de mobilisation de type exponentiel de l'effort de pointe. Ainsi, le paramètre α_b vaut :

$$\alpha_b = \frac{q_{b,mes}}{11 \frac{E_M}{B}} \text{ dans les sols fins et } \alpha_b = \frac{q_{b,mes}}{4,8 \frac{E_M}{B}} \text{ dans les sols granulaires.}$$

1.3 Synthèse des expressions des lois de comportement

Le Tableau 12 reprend les différentes expressions des lois de comportement retenues pour le calcul des tassements des pieux en bois.

Tableau 12. Expressions des lois de comportement

LOIS DE COMPORTEMENT			Rouen	Cubzac-les-Ponts
Loi de comportement	Expression de la loi	Expression des paramètres	Tronçons des pieux	
Loi exponentielle	$\tau = q_{s,mes} (1 - e^{-\delta l / \alpha_s})$	$\alpha_s = \frac{q_{s,mes} B}{2E_M}$	E et D	E, D, C, B et A
		$\alpha_s = \frac{q_{s,mes} B}{0,8E_M}$	C, B et A	
	$q = q_{b,mes} (1 - e^{-\delta l / \alpha_b})$	$\alpha_b = \frac{q_{b,mes} B}{11E_M}$	Pointe	Pointe
Loi trilinéaire n°1 Rigidité calculée avec le module pressiométrique ; $q_{s,mes}$ et $q_{b,mes}$ mesurés sur site	Si $0 < X < \frac{Y_{max}}{2k}$ alors $Y = k \times X$ Si $\frac{Y_{max}}{2k} < X < \frac{3Y_{max}}{k}$ alors $Y = \frac{kX}{5} + \frac{2Y_{max}}{5}$ Si $X > \frac{3Y_{max}}{k}$ alors $Y = Y_{max}$	$k_\tau = \frac{2E_M}{B}$ et $q_{s,mes}$	E et D	E, D, C, B et A
		$k_\tau = \frac{0,8E_M}{B}$ et $q_{s,mes}$	C, B et A	
		$k_q = \frac{11E_M}{B}$ et $q_{b,mes}$	Pointe	Pointe
Loi trilinéaire n°2 Rigidité calculée avec le module pressiométrique ; $q_{s,cal}$ et $q_{b,cal}$ calculés avec la méthode de dimensionnement		$k_\tau = \frac{2E_M}{B}$ $q_{s,cal} = \alpha_{pieu-sol} (ap_l + b)(1 - e^{-cp_l})$	E et D	E, D, C, B et A
		$k_\tau = \frac{0,8E_M}{B}$ $q_{s,cal} = \alpha_{pieu-sol} (ap_l + b)(1 - e^{-cp_l})$	C, B et A	
		$k_q = \frac{11E_M}{B}$ $q_{b,cal} = k_{p,pieu} p_l$	Pointe	Pointe

2 Méthode hollandaise de calcul des tassements de pieux

La méthode hollandaise de calcul des tassements des pieux est détaillée dans la norme [NEN-67-43, \(1991\)](#). Les principales étapes de la démarche sont présentées ci-dessous.

Le tassement de la tête du pieu est la somme du tassement $s_{1,d}$ dû au chargement du pieu en tête et du tassement $s_{2,d}$ des couches de sol résultant de l'effet de groupe. Le tassement $s_{2,d}$ ne sera pas étudié dans la suite du livrable.

Le tassement $s_{1,d}$ est la somme du tassement de la pointe du pieu s_{pointe} et du raccourcissement élastique du pieu s_{el} .

1^{ère} étape

Les résistances de frottement $R_{s,\text{cal}}$ et de pointe $R_{b,\text{cal}}$ des pieux sont calculées à partir des expressions générales suivantes :

$$R_{s,\text{cal}} = \pi \int_0^L (B_z \times \alpha_s \times q_{c,z}) dz \quad (46)$$

$$R_{b,\text{cal}} = \frac{1}{2} \times \alpha_p \times \beta \times s \times \frac{q_{c,1} + q_{c,2}}{2} \times A_b \quad (47)$$

B_z est le diamètre du pieu (m) à la profondeur z ;

α_s est un facteur tenant compte du mode de mise en œuvre et du type de pieu dans le sol. Il est égal à 0,012 pour les pieux en bois ;

$q_{c,z}$ est la résistance de pénétration statique au cône mesurée à la profondeur z ;

$q_{c,1}$ et $q_{c,2}$ correspondent aux moyennes des valeurs des résistances de pénétration statique au cône sur des hauteurs comprises respectivement entre la pointe du pieu et quatre diamètres du pieu sous la pointe, et entre la pointe du pieu et huit diamètres au-dessus de la pointe ;

α_p , β et s sont trois coefficients égaux à 1 pour les pieux en bois.

2^{ème} étape

Le tassement de la pointe des pieux est tracé en fonction de la charge appliquée en tête à partir des courbes présentées sur la Figure 26 (relatives aux pieux battus) et des résistances de frottement $R_{s,\text{cal}}$ et de pointe $R_{b,\text{cal}}$, calculées dans la première étape.

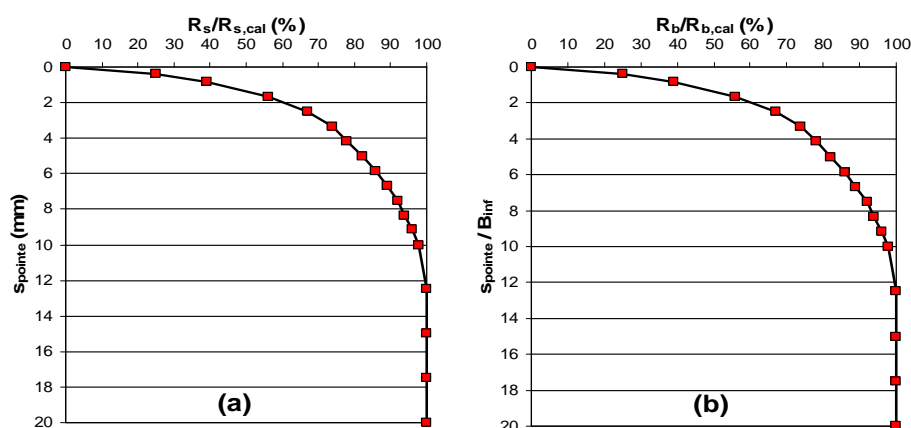


Figure 26. Evolution du tassement en pointe en fonction du ratio $R_s/R_{s,\text{cal}}$ (a) et du ratio entre le tassement et le diamètre de la pointe en fonction de $R_b/R_{b,\text{cal}}$ (b) (modifié d'après la norme hollandaise [NEN-67-43, 1991](#))

3^{ème} étape

Le tassement s_{el} est calculé à partir de la formule suivante :

$$s_{el} = \frac{L \times R_{moy}}{E_{pieu} \times A_{trans,pieu}} \quad (48)$$

$$\text{avec } R_{moy} = \frac{l \times R_c + 0,5 \times (L-l)(R_c + R_b)}{L} \quad (49)$$

Avec E_{pieu} le module élastique du pieu (kPa), $A_{trans,pieu}$ la section transversale moyenne du pieu (m^2), L la longueur du pieu (m), R_c la charge appliquée en tête du pieu (kN) et l la hauteur sur laquelle la résistance de pointe q_c est faible (Figure 27).

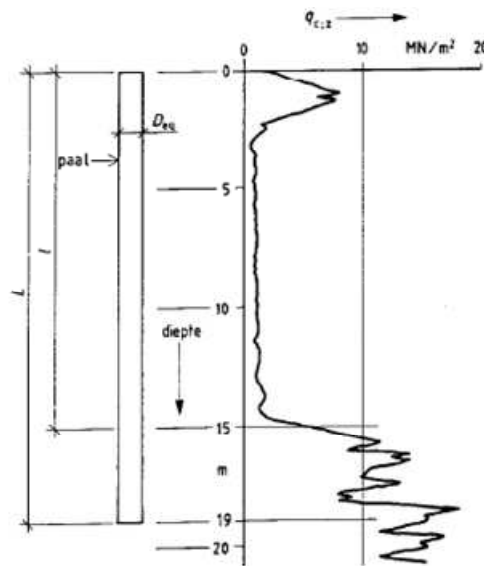


Figure 27. Coupe de sondage au pénétromètre statique (norme hollandaise [NEN-67-43 \(1991\)](#))

4^{ème} étape

A chaque palier de chargement, le tassement en tête est calculé en sommant le tassement de la pointe dans le sol et le raccourcissement élastique du pieu.

3 Calculs des tassements des pieux en bois

3.1 Pieux battus sur le plot expérimental de Rouen

Le calcul des tassements des pieux battus sur le plot expérimental de Rouen est réalisé avec le logiciel PIVER de l'IFSTTAR, développé dans les années 1990 et codé en langage FORTRAN 77, à partir des trois expressions des lois de comportement présentées dans la Partie IV, § 1 et de la méthode de calcul hollandaise.

La Figure 28 présente l'évolution du tassement des pieux n°3 (pin) et n°5 (chêne) mesuré sur site en fonction de la charge appliquée en tête, ainsi que les courbes de tassement théoriques déduites des trois lois de comportement et de la méthode de calcul hollandaise. Les courbes de chargement théoriques et expérimentales des autres pieux sont présentées sur la Figure 33 en Annexe B.

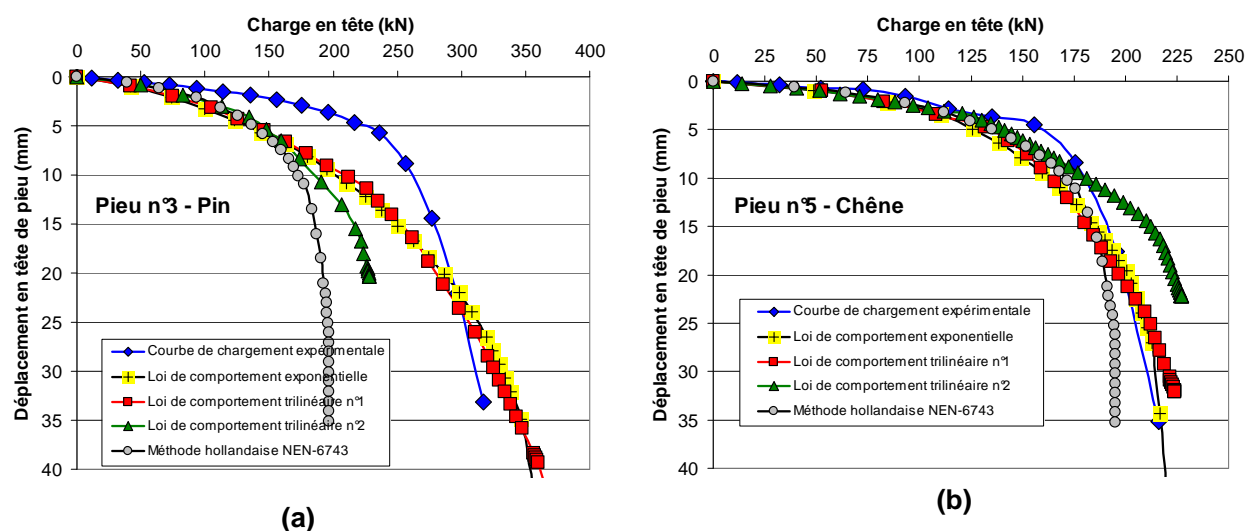


Figure 28. Comparaison des courbes de chargement expérimentales et théoriques des pieux n° 3 (a) et n°5 (b) battus sur le plot expérimental de Rouen

Les courbes de chargement théoriques sont comparées aux courbes expérimentales en

analysant les distributions des ratios $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$ et $\frac{S_{pieu,calculé}}{S_{pieu,mesuré}}$.

$R_{c,calculée}$ est la portance limite des pieux en bois calculée à partir des lois de comportement et de la méthode hollandaise. $R_{c,mesurée}$ est la portance limite des pieux mesurée sur le plot expérimental de Rouen (Tableau 14 et Figure 29).

$S_{pieu,calculé}$ est le tassement des pieux calculé à partir des lois de comportement et de la méthode hollandaise. Il correspond à l'enfoncement de la tête des pieux sous des charges égales à $0,25R_{c,calculée}$, $0,50R_{c,calculée}$, $0,75R_{c,calculée}$ et $R_{c,calculée}$.

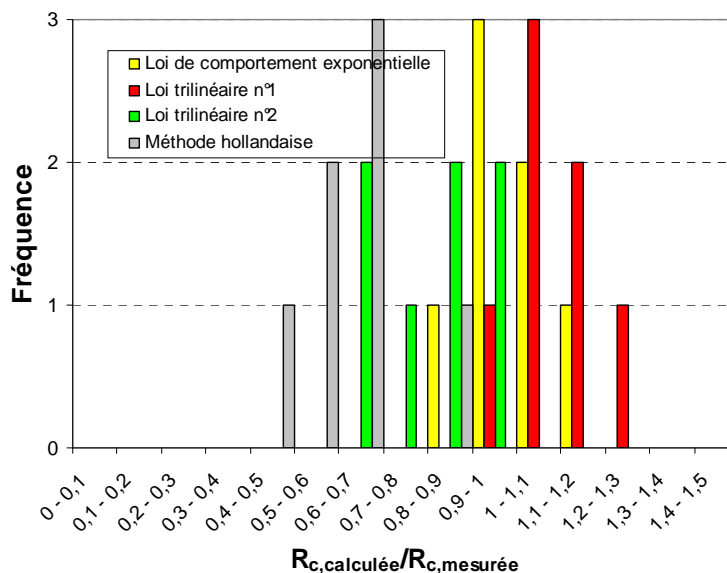
$S_{pieu,mesuré}$ est le tassement des pieux mesuré sous des charges en tête égales à $0,25R_{c,mesurée}$, $0,50R_{c,mesurée}$, $0,75R_{c,mesurée}$ et $R_{c,mesurée}$ (Tableau 13).

Tableau 13. Valeurs du ratio $s_{pieu,calculé}/s_{pieu,mesuré}$ calculées à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

Rouen	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$s_{pieu,calculé}$	Exponentielle	28	1,15	1,28	0,37
	Trilinéaire n°1	28	1,06	1,00	0,32
$s_{pieu,mesuré}$	Trilinéaire n°2	26	1,21	1,11	0,44
	Méthode hollandaise	21	1,83	1,39	1,24

Tableau 14. Valeurs du ratio $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculées à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

Rouen	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$R_{c,calculée}$	Exponentielle	7	1,09	1,09	0,11
	Trilinéaire n°1	7	1,09	1,07	0,09
$R_{c,mesurée}$	Trilinéaire n°2	7	0,90	0,95	0,14
	Méthode hollandaise	7	0,71	0,73	0,12


Figure 29. Distributions des ratios $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculés à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise - Rouen

L'étude des ratios $\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$ montrent que la loi de comportement exponentielle ainsi que les

lois de comportement trilinéaires n°1 et n°2 donnent une bonne estimation des tassements des pieux sous charge axiale.

La médiane et la moyenne des ratios $\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$ calculées à partir de deux lois de comportement trilinéaires sont respectivement comprises entre 1,00 et 1,11 et entre 1,06 et 1,21 (Tableau 13). Les coefficients de variation de ces ratios varient entre 30 et 36 %.

La médiane et la moyenne des ratios $\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$ calculées à partir de la méthode hollandaise sont respectivement égales à 1,39 et 1,83. Le coefficient de variation atteint 68 %.

La Figure 29 montre que les lois de comportement exponentielle et trilinéaire n°1 surestiment les portances limites des pieux en bois. Néanmoins, les écarts entre les résistances calculées et mesurées restent relativement faibles et sont compris entre 0,2 et 12 %. Seule la portance limite calculée du pieu n°8 en acacia est 30 % plus élevée que sa portance limite mesurée.

Les valeurs des frottements latéraux unitaires limites des différents tronçons des pieux intervenant dans la loi de comportement trilinéaire n°2 sont calculées à partir de la méthode de dimensionnement des pieux en bois proposée dans la Partie III. Elles sont majoritairement inférieures aux frottements latéraux unitaires limites mesurés sur site, ce qui justifie que les

ratios $\frac{R_{c,calculée,loi,trilinéaire,n°2}}{R_{c,mesurée}}$ soient en moyenne inférieurs à 1.

Enfin, la Figure 29 montre que la méthode hollandaise de calcul des tassements des pieux sous-estime la portance limite des pieux en bois. La moyenne des ratios $\frac{R_{c,calculée,méthode,hollandaise}}{R_{c,mesurée}}$

est égale à 0,71. Ce modèle de calcul est donc conservateur.

3.2 Pieux battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts

Une démarche identique à celle présentée dans la Partie IV, § 3.1 est mise en œuvre dans ce paragraphe.

Les tassements des pieux en bois battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts sont évalués à partir des lois de comportement exponentielle, trilinéaire n°1, trilinéaire n°2 et de la méthode hollandaise.

La Figure 30 présente l'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée en tête des pieux, ainsi que la distribution du ratio $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$.

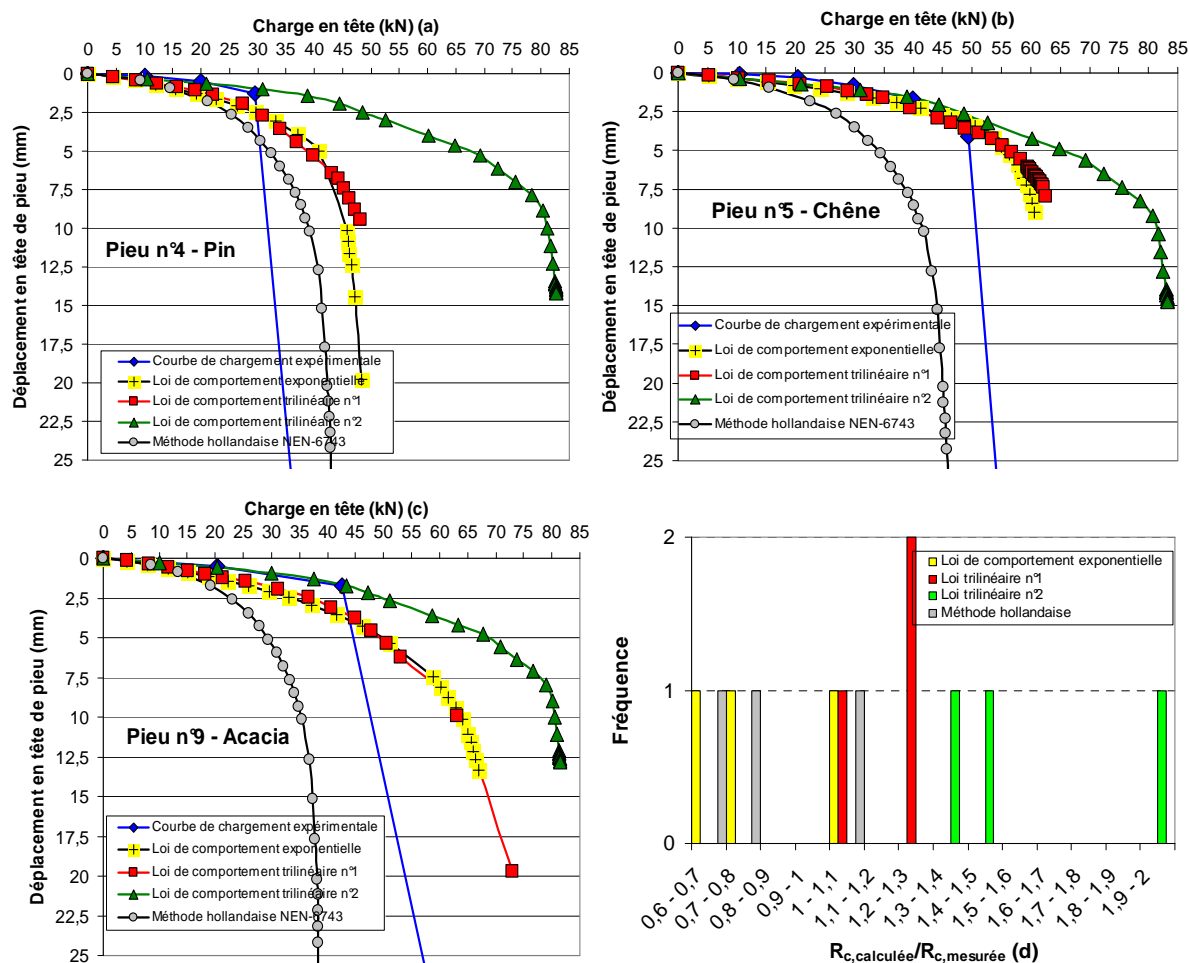


Figure 30. Comparaison des courbes de chargement expérimentales et théoriques des pieux n° 4 (a), n°5 (b) et n°9 (c) battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts et distributions des ratios $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculés à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise

Le Tableau 15 et le Tableau 16 présentent la moyenne, la médiane et l'écart-type des ratios

$\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$ et $\frac{R_{c,calculée}}{R_{c,mesurée}}$ calculés à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise.

Tableau 15. Valeurs du ratio $s_{pieu,calculé}/s_{pieu,mesuré}$ calculées à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise – Cubzac-les-Ponts

Cubzac-les-Ponts	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$\frac{s_{pieu,calculé}}{s_{pieu,mesuré}}$	Exponentielle	12	1,83	2,04	1,26
	Trilinéaire n°2	12	1,66	1,87	1,10
	Trilinéaire n°3	12	1,06	0,99	0,88
	Méthode hollandaise	10	3,53	3,38	1,65

Tableau 16. Valeurs du ratio $R_{c,calculée}/R_{c,mesurée}$ calculées à partir des trois lois de comportement et de la méthode hollandaise – Cubzac-les-Ponts

Cubzac-les-Ponts	Loi de comportement	Nbre valeurs	Moyenne	Médiane	Ecart-type
$R_{c,calculée}$	Exponentielle	3	1,17	1,22	0,082
	Trilinéaire n°2	3	1,17	1,22	0,086
$R_{c,mesurée}$	Trilinéaire n°3	3	1,62	1,42	0,40
	Méthode hollandaise	3	0,84	0,78	0,23

Les ratios $\frac{S_{pieu,calculé}}{S_{pieu,mesuré}}$ calculés à partir des trois lois de comportement présentent une dispersion

importante. Leurs coefficients de variation sont compris entre 68 et 83 % (Tableau 15).

La Figure 30a, la Figure 30b et la Figure 30c montrent que les écarts entre les tassements calculés à partir des lois de comportement et les tassements mesurés des pieux sont égaux en moyenne à 0,6 mm. Tandis que les tassements des pieux calculés à partir de la méthode hollandaise sont en moyenne 3,5 fois supérieurs aux tassements des pieux mesurés sur site (Tableau 15).

Enfin, les portances limites des pieux calculées à partir des trois lois de comportement sont surestimées d'un facteur 1,2 (lois de comportement exponentielle et trilinéaire n°1) ou d'un facteur 1,6 (loi de comportement trilinéaire n°2) (Figure 30d et Tableau 16).

Cette surestimation peut se justifier d'une part, par les incertitudes sur les valeurs des modules pressiométriques dans l'argile (liées aux difficultés de réalisation des sondages pressiométriques dans des argiles très molles), mais aussi par le fait que les lois de comportement ne tiennent pas compte du mode de rupture de l'interface entre le sol et le pieu. A l'inverse, les portances limites des pieux calculées avec la méthode hollandaise sont en moyenne 16 % plus faibles que celles mesurées sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (Figure 30d et Tableau 16).

Conclusion

La première partie de ce livrable a présenté un état de l’art des méthodes de dimensionnement des pieux en bois en pratique aux Pays-Bas et aux Etats-Unis. Les formules de dimensionnement « dynamiques » (formules de battage) ont été détaillées, ainsi que deux formules utilisant des paramètres déterminés en laboratoire : la méthode α - c_u et la méthode des contraintes effectives. Enfin, celles utilisant les paramètres déterminés *in situ*, (résistance à la pénétration du cône q_c et nombre de coups N_{SPT}) ont également été présentées, ainsi que leur condition d’application en fonction de la nature du sol.

L’évolution des règles pressiométriques et des documents normatifs français au cours des 50 dernières années a fait l’objet de la troisième partie de ce livrable. Les coefficients $\alpha_{\text{pieu-sol}}$ et k_p établis par [Burlon et al., \(2013\)](#) et repris dans la norme d’application nationale française relative aux fondation profondes NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) ont été présentés. La démarche mise en œuvre pour déterminer les coefficients de modèle $\gamma_{R;d1}$ et $\gamma_{R;d2}$ (s’appuyant sur les anciennes règles établies dans le Fascicule 62-V ([MELT, 1993](#))) a également été détaillée.

Les pieux en bois ont été intégrés dans la classe 4 (regroupant également les pieux battus béton préfabriqué ou précontraint, enrobés, moulé et acier fermé) de la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) et constituent une 21^{ème} catégorie.

Une base de données d’essais de pieux en bois a été construite à partir des résultats d’essais de chargement effectués sur les deux plots expérimentaux et des données publiées à la fois dans la littérature et dans une base de données américaine d’essais de pieux.

L’utilisation de corrélations entre les paramètres c_u , N_{SPT} et p_l , la séparation des portances limites en un terme de pointe et de frottement, ainsi que l’exploitation de cette base de données ont permis de proposer un modèle de calcul des pieux en bois s’appuyant sur les caractéristiques pressiométriques des terrains.

Les valeurs du paramètre adimensionnel $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, du facteur de portance $k_{p, \text{pieu bois}}$ et du modèle $\gamma_{R;d1}$ ont été calées à partir des études statistiques des ratios entre les résistances calculées et mesurées des pieux.

Enfin, les valeurs des coefficients $\gamma_{R;d2}$ et γ_t données dans la norme NF P 94-262 ([AFNOR, 2012](#)) sont indépendantes de la technique de réalisation des pieux.

On propose donc de retenir, pour le dimensionnement d’un pieu en bois, les valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$, $\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ et γ_t suivantes (Tableau 17) :

Tableau 17. Valeurs des coefficients $\alpha_{\text{pieu bois-sol}}$, $k_{p, \text{pieu bois}}$, $\gamma_{R;d1}$, $\gamma_{R;d2}$ et γ_t

$\alpha_{\text{pieu bois - argiles limons}}$	0,9	$\alpha_{\text{pieu bois - sables graves}}$	1,1
$k_{p, \text{pieu bois, argiles limons}}$	1,35	$k_{p, \text{pieu bois, sables graves}}$	3,1
$\gamma_{R;d1} = 1,25$; $\gamma_{R;d2} = 1,1$; $\gamma_t = 1,1$			

Enfin, les résultats établis dans la dernière partie de ce livrable ont montré que les lois de comportement exponentielle et trilineaire établie par [Frank et Zhao, \(1982\)](#) donnent une bonne estimation des tassements des pieux en bois chargés axialement.

La méthode de calcul hollandaise surestime les tassements des pieux battus sur les plots expérimentaux de Rouen et de Cubzac-les-Ponts en moyenne d'un facteur 2,7. Tandis que leurs portances limites calculées avec cette méthode sont sous-estimées d'un facteur 1,3 par rapport aux résistances mesurées sur site.

Références bibliographiques

Abu-Farsakh M.Y., Titi H.H., (2007), Probabilistic CPT Method for Estimating the Ultimate Capacity of Friction Piles, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 30, No. 5, pp. 1-12

AFNOR., (1992), DTU 13.2 - Fondations profondes pour le bâtiment, 75 p

American Wood Preservers Institute, (2002), Timber Pile Design and Construction Manual, 145 p

Baguelin F., Burlon S., Bustamante M., Frank R., Gianceselli L., Habert H., Legrand S., (2012), Justification de la portance des pieux avec la norme "Fondations Profondes" NF P 94-262 et le pressiomètre, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2012, pp. 577-584

Bjerrum L., Jonson W., Ostenfeld C., (1957), The Settlement of a Bridge Abutment on Friction Piles, *Comptes rendus du 4ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Londres, Vol. 2, pp. 14-18

Blanchet R., Garneau R., Tavenas F., (1980), Behaviour of friction piles in soft sensitive clays, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No. 2, pp. 203-224

Bond A.J., Jardine R.J., (1991), Effects of installing displacement piles in a high OCR clay, *Géotechnique*, Vol. 41, No. 3, pp. 341-363

Bowles J.E., (1999), *Foundation Analysis and Design*, 5th Ed., McGraw-Hill Book Company, 1164 p

Buisson M., Chapon J., (1952), Essais de chargement statique des pieux de fondations. Comparaison avec les résultats de battage, *Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics*, 6^{ème} année, 3 p

Burlon S., Frank R., Baguelin F., Habert J., Legrand S., Bustamante M., Gianceselli L., (2013), Bearing capacity of piles from pressuremeter test results, an Eurocode 7 approach, non publié

Bustamante M., Gambin M.M., Gianceselli L., (2009), Pile Design at Failure Using the Menard Pressuremeter : an Up-Date, *International Foundation Congress and Equipment*, 8 p

Bustamante M., Gianceselli L., (1981), Prévion de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale ; Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, No. 113, pp. 83-108

Bustamante M., Gianceselli L., (2006), Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU – Méthode pressiométrique, Congrès ELU-ELS, Droniuc, Magnan et Mestat (ed.), Ed. du LCPC

Caquot A., Kerisel J., (1966), Traité de mécanique des sols, Ed. Gauthier-Villiers

Cherubini C., Vessia G., (2007), Reliability approach for the side resistance of piles by means of the total stress analysis (α Method), Canadian Geotechnical Journal, 44, pp. 1378-1390

Combarieu, O. (1988), Calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée, Note d'information technique, Publication du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 16 p

Combarieu O., (1996), L'essai pressiométrique et la charge portante en pointe des pieux, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 203, pp. 61-73

Combarieu O., (1999), Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 221, pp. 37-54

Eide O., Hutchinson J.N., Landva A., (1961), Short and long-term test loading of a friction pile in clay, Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 45-53

Eslami A., Fellenius B.H., (1995), Toe bearing capacity of piles from cone penetration test (CPT) data, International Symposium on Cone Penetrometer Testing, Linköping, Sweden, 8 p

Evarts H.J., Luger H.J., (1997), Dutch national codes for pile design, Design of Axially Loaded Piles – European Practice, Balkema, Rotterdam, pp. 243-265

Fellenius B.H., (1991), Chapter 13 - Pile Foundations, Foundation Engineering Handbook, Second Ed., H.S. Fang, Editor, van Nostrand Reinhold Publisher, New York

Flaate K., Selnes P., (1977), Side Friction of Piles in Clay, Comptes rendus du 9ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Tokyo, Vol. 1, pp. 517-522

Frank R., (2010), Présentation générale de l'Eurocode 7, 2nd International Conference on Geotechnical Engineering, Hammamet (Tunisie), pp. 1-16

Graham P.E, James S., (1996), Design of Timber Foundation Piling for Highway Bridges and Other Structures, National conference on wood transportation structures, pp. 301-312

Frank R., Zhao S.-R., (1982), Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 119, pp. 17-24

Hossain M.K., Briaud J.L., (1993), Improved soil characteristics for pipe piles in sand in API RP-2A, Proceedings 25th Offshore Technology Conference, Houston, OTC 7193, pp. 637-654

Jezequel J., Goulet G., (1965), Essais « in situ » et fondations sur pieux, Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 12, 16 p

Kulhawy F.H., (1983), Transmission Line Structure Foundations for Uplift Compression Loading, Report EL 2870, Electric Power Research Institute Palo Alto

Le Tirant P., (1992), Offshore Design Pile, Ed. Techniq, 291 p

Leonards G. A., (1968), Les fondations, Ed. Dunod, pp. 774-777

Maillard J-C., (2006), Les fondations sur pilots de bois des ponts d'Emiland Gauthey en Bresse Bourgogne, 119 p

Mansur C.I., Hunter A.H., (1970), Pile tests – Arkansas river project, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. 5, pp. 1545-1604

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1982), K₀-OCR relationship in soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp.851-872

Ménard L., (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, No. 5, pp. 9-32

Meyerhof G.G, (1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. 3, pp. 197-228

Ministère de l'Équipement., (1972), FOND 72 - Fondations courantes d'ouvrages d'art, LCPC-SETRA

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports., (1993), Fascicule 62 Titre V- Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil, CCTG, Texte officiel, No. 93-3, 182 p

NEN-67-43., (1991), Calculation method for bearing capacity of pile foundation - Compression pile, Dutch Standardization Institute, 1st Ed., 30 p

Nordlund R.L., (1963), Bearing capacity of piles in cohesionless soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. 3, pp. 1-35

Norme NF P 94-262, (2012), AFNOR, Justifications des fondations profondes, 205 p

Nottingham L.C., (1975), Use of quasi-static friction cone penetrometer to predict load capacity of displacement piles, Ph.D. Dissertation to the Department of Civil Engineering, University of Florida

Paik K., Lee J., Kim D., (2009), Axial response and bearing capacity of tapered piles in sandy soil, *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 34, No. 2, pp. 1-9

Potyondy J.G., (1961), Skin friction between various soils and construction materials, *Geotechnique*, Vol. 11, No. 4, pp. 339-353

Randolph M.F., (2003), Science and empirism in pile foundation design, *Géotechnique*, Vol. 53, No. 10, pp. 847-875

Randolph M.F., Murphy B.S., (1985), Shaft capacity of driven piles in clay, *Proceedings of the 17th Offshore Technology Conference*, Houston, Vol. 1, pp. 371-378

Rodin S., Tomlinson M.J. (1953), Recherches sur le frottement latéral des pieux forés et battus dans l'argile, *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, 6^{ème} année, No. 63-64, pp. 343-351

Schmertmann J.H., (1978), *Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design*, Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-TS-78-209

Sharman F.A., Halcrow W., (1961), The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles entirely in clay, *Comptes rendus du 5^{ème} Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Paris, Vol. 2, pp. 135-141

Skempton A. W., Northey R. P., (1952), The Sensitivity of Clays, *Geotechnique*, Vol. 3, No. 1, pp. 40-51

Terzaghi K., (1916), *Procédés généraux de construction*, Comité National Turc de la Mécanique des Sols et des Fondations, pp. 152-163

Tominaga K., Chen Q., Tamura M., Wakai A., (2007), Field Press-in Test of Tapered Pipe and Timber Piles, *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, Vol. 6, No. 2, pp. 339-345

Tomlinson M.J., (1994) *Pile Design and Construction Practice*, Fourth Ed., Pitman Advanced Publishing Program, 587 p

Tomlinson M.J., Wimpey G., (1957), The adhesion of piles driven in clay soils, Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, Vol. 2, pp. 66-71

Vijayvergiya V.N., (1977), Load-movement characteristics of piles, 4th Annual Symposium, Ports'77 (ASCE), Long Beach, pp. 269-284

Wang Z., Xie X., Wang J., (2012), A new nonlinear method for vertical settlement prediction of a single pile and pile groups in layered soils, Computers and Geotechnics, No. 45, pp. 118-126

Yttrup P.J., Cameron D.A., Stuart D.L., (1989), Small diameter piling system used in Australia, Piling and Deep Foundations, Vol. 1, pp. 155-162

Liste des articles – base de données d’essais de pieux en bois

Articles présentant les résultats d’essais de chargement corrélés à la résistance de pénétration au carottier N_{SPT}

Clark J.I., Meyerhof G.G., (1972), The Behavior of Piles Driven in Clay – Investigation of the Bearing Capacity Using Total and Effective Strength Parameters, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 10, No. 1, pp. 86-102

Ervin M.C., Pells P.J.N, (1985), Performance of timberpiles in interbedded sand and clays, Comptes rendus du 11ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, San Francisco, Vol. 3, pp. 1377-1380

Matich M.A., Stermac A.G., (1970), Settlement Performance of the Burlington Bay Skyway, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, pp. 252-271

Selby K.G., Devata M.S., Payer P., Dundas D., (1989), Ultimate capacities determined by load test and predicted by the pile analyser, Comptes rendus du 12ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1179-1182

Stermac A.G., Selby K.G., Devata M., (1969), Behaviour of various types of piles in a stiff clay, Comptes rendus du 7ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Mexico, Vol. 2, pp. 239-245

United States Departement of the Interior., (1968), Pile supported Structures in Lake Deposits, Research Report No. 11, 40 p

Articles présentant les résultats d’essais de chargement corrélés à la résistance au cisaillement non drainée c_u :

Adib M.E., (2001), Load tests on prestressed precast concrete and timber piles, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, No. 12, pp. 1043-1050

American Railway Engineering Association., (1951), Steel and timber pile tests : West Atchafalaya floodway - New Orleans, Texas and Mexico Railway, 202 p

Bergdahl U., Hult G., (1981), Load Tests on Friction Piles in Clay, Comptes rendus du 10ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Stockholm, Vol. 2, pp. 625-630

Blanchet R., Garneau R., Tavenas F., (1980), Behaviour of friction piles in soft sensitive clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 17, No. 2, pp. 203-224

Eide O., Hutchinson J.N., Landva A., (1961), Short and long-term test loading of a friction pile in clay, *Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Paris, Vol. 2, pp. 45-53

Fellenius B., (1955), Results of Tests on Piles at Gothenburg Railway Station, Geotechnical Department Swedish State Railways, No. 5, 54p.

Flaate K., (1972), Effects of pile driving in clays, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 9, No. 1, pp. 81-88

Hegazy Y.A., Cushing A.G., Lewis C.J., (2004), Driven pile capacity in clay and drilled shaft capacity in rock from field load tests, *Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, 8 p

Lo K.Y., Stermac A.G., (1964), Some pile loading tests in stiff clay, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 1, No. 2, pp. 63-80

Mayne P.W., Kulhawy F.H., (1982), K_0 -OCR relationship in soil, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 851-872

Peck R.B., (1958), A study of the comparative behaviour of friction piles, *Highway Research Board*, Special Report 36, 76 p

Sharman F.A., Halcrow W., (1961), The anticipated and observed penetration resistance of some friction piles entirely in clay, *Comptes rendus du 5ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Paris, Vol. 2, pp. 135-141

Annexes

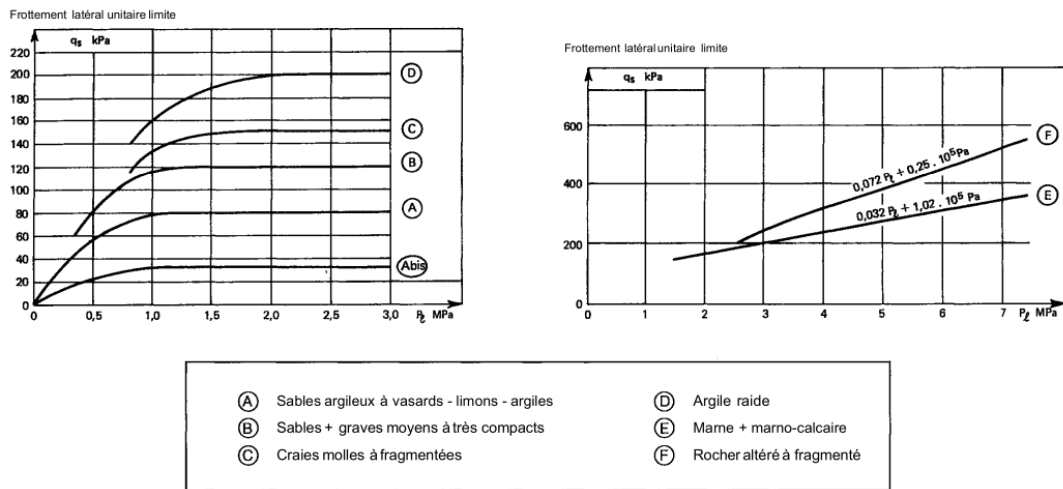
Annexe A : Méthode de dimensionnement des fondations profondes établie dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

Calcul de la résistance de frottement

La résistance de frottement des fondations profondes est calculée à partir de l'expression

$$R_{s,cal} = \pi B \int_0^L q_s(z) dz$$

q_s est lu directement sur l'abaque de la en fonction du mode de mise en œuvre du pieu, du type de sol et la pression limite p_1 mesurée dans le sol (Figure 31).



Nature du sol	Pression limite P ₁ (P ₁ Ma)	Mise en œuvre et nature du pieu					Injectés	
		Foré Béton	Foré-Tubé Béton	Battu Métal	Béton	Métal	Faible pression	Haute pression
Argile molle, limon et sable lâche, craie molle	0 à 0,7	Abis	Abis	Abis	Abis	Abis	A	–
Argile moyennement consistante et limon	1,2 à 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	Abis	A	D**
Argile raide à très raide	> 2,0	(A)* Abis	(A)* Abis	Abis	(A)* Abis	A Abis	A	D
Sable et grave moyennement compacts	1 à 2	(B)* A	(A)* Abis	Abis	(B)* A	A	B	≥ D
Sable et grave compacts à très compacts	> 2,5	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Craie altérée à fragmentée	> 1	(C)* B	(B)* A	A	(C)* B	B	C	≥ D
Marne et marno-calcaire	1,5 à 4	(E)* C	(C)* B	B	E***	E***	E	F
Marne très compacte	> 4,5	E	–	–	–	–	F	> F
Roche altérée	2,5 à 4	F	F	–	F***	F***	≥ F	> F
Roche fragmentée	> 4,5	F	–	–	–	–	≥ F	> F

* Les valeurs entre parenthèses () correspondent, pour les pieux forés, à une exécution soignée du pieu et une technologie de mise en œuvre susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût. Pour les pieux battus, par contre, à un resserrement du sol sur le pieu après battage.
 ** Préconisé pour des sols dont P₁ ≥ 1,5 MPa.
 *** Seulement pour les cas où le battage est possible.

Figure 31. Abaque du frottement latéral unitaire q_s et choix de la courbe de frottement latéral unitaire limite q_s (DTU 13.2 (AFNOR, 1992))

Calcul de la résistance de pointe

La résistance de pointe des pieux est obtenue, selon les règles établies dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) par combinaison de trois termes, la section transversale en pointe de pieu A_p , le facteur de portance k_p et la pression limite nette équivalente p_{LMe}^* .

$$R_{b,cal} = k_p \times p_{LMe}^* \times A_p$$

Le facteur de portance dépend de la nature et de la compacité du terrain, du type de pieu, de sa mise en œuvre ainsi que de son encastrement.

Les sols sont classés en trois catégories, fonction de la nature et de la pression limite du sol (Figure 32). Le DTU 13.2 (AFNOR, 1992) recommande d'interpoler lorsque les sols présentent des caractéristiques pressiométriques intermédiaires.

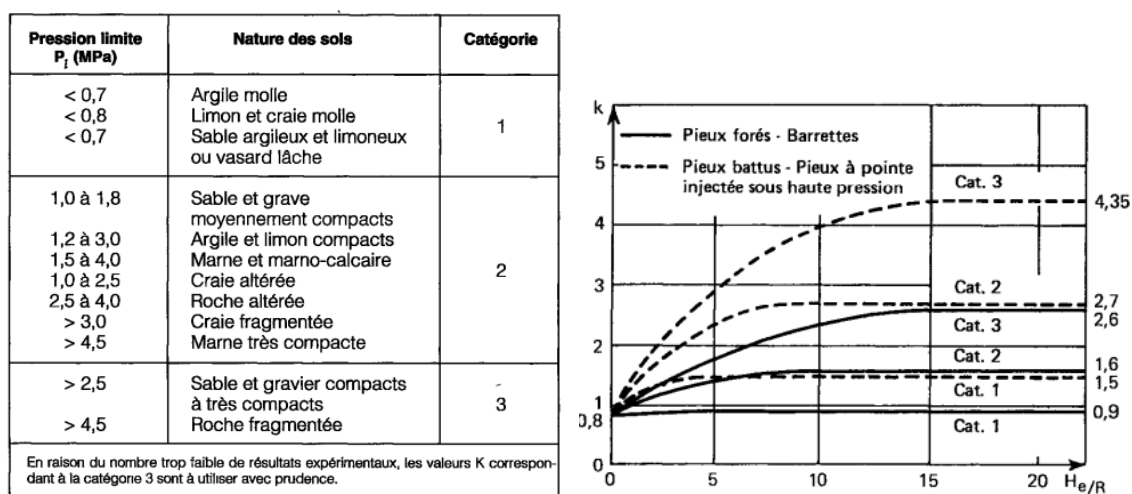


Figure 32. Coefficient de portance k_p établis dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

Vérification des états limites

Selon le DTU 13.2 (AFNOR, 1992), les valeurs limites de la résistance de pointe et du frottement latéral doivent être multipliées par les coefficients réducteurs présentés dans le Tableau 18.

Tableau 18. Facteurs de sécurité établis dans le DTU 13.2 (AFNOR, 1992)

	États limites	
	de service	ultimes
Résistance de pointe	0,33	0,5
Frottement latéral	0,5	0,75

Annexe B : Courbes de chargement des pieux en bois théoriques et expérimentales

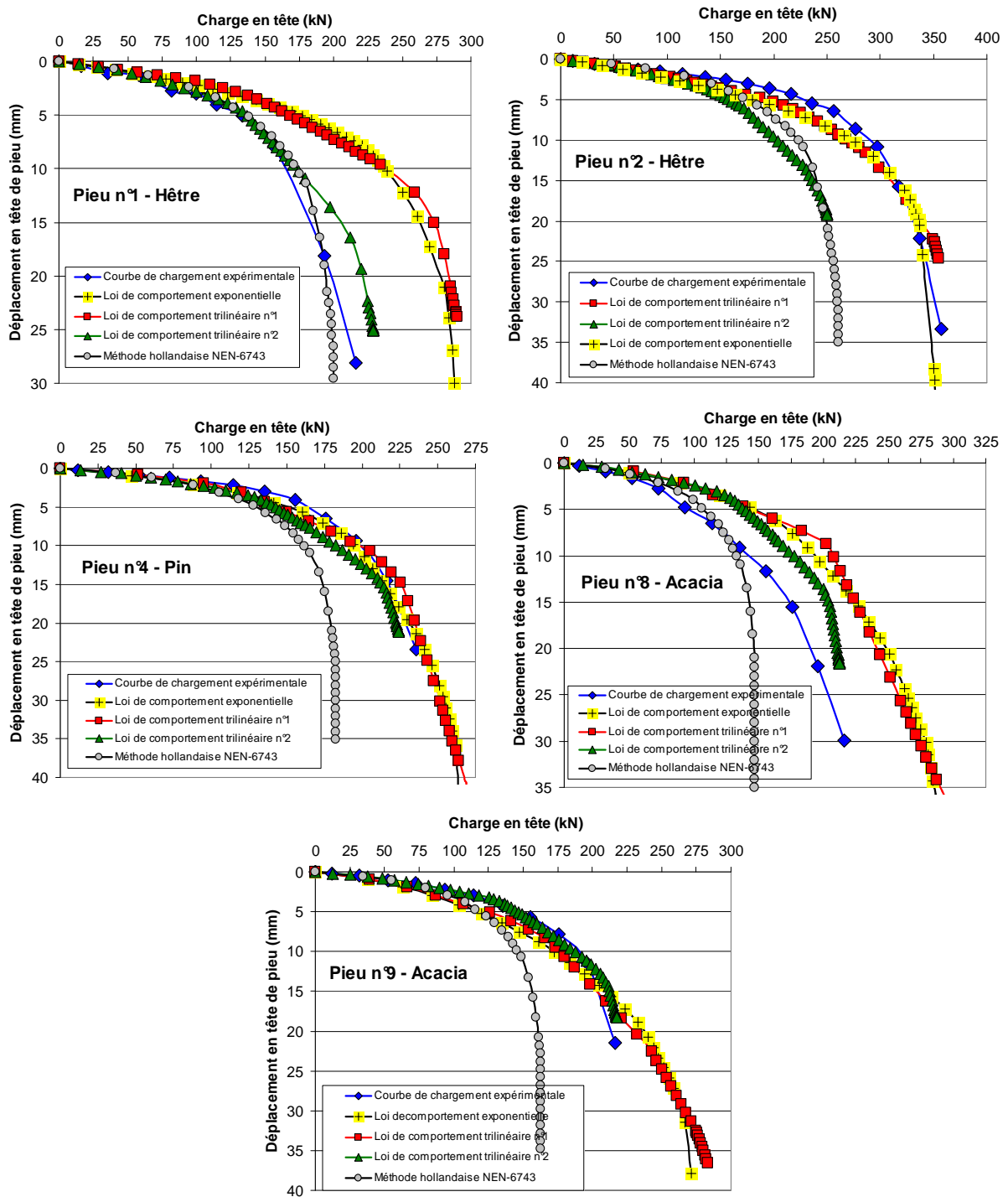


Figure 33. Comparaison des courbes de chargement expérimentales avec les courbes de chargement théoriques – pieux n°1, n°2, n°4, n°8 et n°9 - Rouen