IFSTTAR enstib SUD FONDATIONS SNCF

GROUAZEL Scierie PORT DE ROUEN la maritime vallée cete du Sud-Ouest BatiPlus Contrôle et Vérifications Techniques CANONICA CARTIGNIES ARCHITECTES

Projet Pieux Bois

Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux

Septembre 2013

Instrumentation et essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux

Livrable du projet Pieux Bois 2010-2013

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 76 pages consacré à l'instrumentation et aux essais de chargement de pieux en bois sur deux sites expérimentaux. 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	philippe.reiffsteck@ifsttar.fr
Alain LE KOUBY	IFSTTAR	alain.lekouby@ifsttar.fr

Sommaire

Sommaire ***1***

Introduction ***3***

Partie I. Caractérisation et instrumentation des pieux ***5***

1 Essences de bois 5

2 Caractéristiques géométriques des pieux 5

3 Propriétés mécaniques des pieux 6

3.1 Masse volumique des pieux 6

3.2 Module d'élasticité et fréquence de résonance 6

3.3 Synthèse des mesures 7

4 Instrumentation des pieux 8

4.1 Présentation des extensomètres amovibles LPC 8

4.2 Instrumentation des pieux en bois 9

Partie II. Essais de chargement sur le plot expérimental de Rouen ***13***

1 Présentation du site 13

2 Caractérisation géotechnique du site 13

2.1 Coupe géologique du terrain 13

2.2 Campagne d'essais sur site 14

2.3 Modèle géotechnique du site retenu 25

2.4 Corrélations entre les paramètres de sols 27

3 Travaux de terrassement 28

4 Massif de réaction 29

5 Battage des pieux en bois 29

5.1 Caractéristiques du trépideur et casque de battage 29

5.2 Plan d'implantation des pieux 30

5.3 Courbes de battage 31

5.4 Puissance sonore induite par le battage des pieux 32

6 Réalisation et résultats des essais de chargement 33

6.1 Nature des essais 33

6.2 Montage et matériel utilisé 33

6.3 Programme expérimental 34

6.4 Résultats des essais de chargement 35

Partie III. Essais de chargement sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts 55

1 Présentation du site 55

2 Caractérisation géotechnique du site 55

2.1 Plan d'implantation des sondages 55

2.2 Coupe géologique du terrain 56

2.3 Résultats des sondages pressiométriques 56

2.4 Résultats des sondages au scissomètre 57

2.5 Résultats des essais de pénétration statique au cône 58

2.6 Modèle géotechnique de site retenu 59

2.7 Corrélations entre les paramètres de sols 59

3 Battage des pieux en bois 60

3.1 Caractéristiques du trépideur et plan d'implantation des pieux 60

3.2 Courbes de battage 61

4 Essais de chargement 61

4.1 Matériel utilisé et réalisation des essais 61

4.2 Résultats des essais 62

Conclusion 69

Références bibliographiques 71

Introduction

Les phénomènes d'interaction sol-pieu dépendent, d'une part, du type de matériau, de la géométrie et du mode de mise en œuvre du pieu dans le sol et d'autre part, des propriétés de résistance et de la nature du sol. Les propriétés de résistance d'interface entre un matériau et un sol peuvent être déterminées en laboratoire, au moyen d'essais de cisaillement, ou *in situ*, au moyen d'essais de chargement. Les essais de chargement des pieux, préalablement instrumentés avec des extensomètres amovibles, permettent de mesurer leur portance limite et de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement. Les résultats donnent ainsi une estimation de la résistance des pieux en fonction des propriétés mécaniques du terrain.

Les essais de chargement des pieux en bois ont été réalisés sur deux plots expérimentaux :

- Le premier se situe sur une parcelle en bordure de Seine appartenant au Grand Port Maritime de Rouen (GPMR), maitre d'ouvrage public possédant de nombreux quais fondés sur des pieux en hêtre ;
- Le second plot expérimental est localisé sur le site historique des laboratoires des Ponts et Chaussées de Cubzac-les-Ponts, qui au cours des 25 dernières années, a servi à étudier le comportement des remblais sur sol compressible.

Ce livrable comprend trois parties.

La première partie présente les essences et les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux en bois retenus dans cette étude, ainsi que leur instrumentation avec des extensomètres amovibles.

Les seconde et troisième parties traitent des essais de chargement des pieux réalisés sur la parcelle des Moulineaux en bordure de Seine (à proximité de Rouen) et à Cubzac-les-Ponts. Les coupes géologiques des terrains et leurs propriétés de résistance déterminées au moyen de campagnes de sondages exhaustives y sont présentées. Le battage des pieux, les essais de chargement et leurs résultats sont également exposés.

Partie I. Caractérisation et instrumentation des pieux

1 Essences de bois

Les pieux testés sur les plots expérimentaux ont été fournis par la scierie GROUAZEL, partenaire du projet Pieux Bois. Quatre essences de bois ont été retenues :

- Le pin car c'est l'essence la moins durable et ses ressources sont importantes, notamment dans le sud-ouest de la France ;
- Le chêne car il est considéré comme l'essence la plus durable et constitue une ressource de proximité sur une partie importante du territoire français ;
- Le hêtre car il présente des caractéristiques intermédiaires ;
- L'acacia car il possède également une très grande durabilité, mais dont la ressource en exploitation est faible.

Chaque essence est représentée par deux pieux sur le plot expérimental de Rouen et par un pieu sur le plot de Cubzac-les-Ponts.

2 Caractéristiques géométriques des pieux

Conformément au cahier des charges établi pour le plot expérimental, les pieux sont des billons coniques, cylindriques, non écorcés, de 5 m de longueur et dont les diamètres varient entre 20 et 35 cm selon les essences. Ils sont constitués de bois vert.
La conicité des pieux est calculée à partir de la formule établie dans la norme ASTM D 25, (1991) et reprise dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002) :

$$\tan \omega = \frac{B_{\text{sup}} - B_b}{2L} \qquad (1)$$

Avec ω la conicité du pieu (mm/m), L la longueur du pieu (m) et B_{sup} et B_b les diamètres en tête et en pointe de pieu (mm).
Le Tableau 1 présente les caractéristiques géométriques des huit pieux.

Tableau 1. Caractéristiques géométriques des pieux en bois

Numéro pieu	Essence	L (m)	B_{sup} (cm)	B_b (cm)	ω (mm/m)
1	Hêtre	5	27,2	24,4	2,8
2	Hêtre	5	32,3	29,4	2,9
3	Pin	5	26,7	24,2	2,5
4	Pin	5	24,8	23,1	1,8
5	Chêne	5	27,1	23,9	3,2
10	Chêne	5	26,9	23,6	3,3
8	Acacia	5	22,1	19,6	2,5
9	Acacia	5	23,1	21,2	1,9

Si l'on se réfère aux valeurs des conicités des pieux établies dans le guide « Timber Pile Design and Construction Manual » (AWPI, 2002), la conicité maximale d'un pieu de 6 m de long dont le diamètre en tête est compris entre 25 et 30 cm est de l'ordre de 8,6 mm/m. Pour des caractéristiques géométriques similaires, les conicités des huit pieux exposées dans le Tableau 1 sont donc en moyenne trois fois inférieures à celles établies dans le guide normatif américain.

3 Propriétés mécaniques des pieux

3.1 Masse volumique des pieux

La non-linéarité des pieux en bois rendant le calcul exact de leur volume difficile, la masse volumique des pieux a été déterminée de deux manières différentes :

- Méthode n°1 : Une tranche de 2 cm d'épaisseur a été prélevée en tête des pieux. Une fois pesée, son volume a été mesuré par déplacement d'eau lors de son immersion ;
- Méthode n°2 : Le pieu a été pesé et son volume calculé en le discrétisant en différents tronçons de diamètre supposé constant (Tableau 2).

3.2 Module d'élasticité et fréquence de résonance

Le bois étant un matériau anisotrope, son module d'élasticité longitudinal varie d'une essence à l'autre, et au sein d'un même pieu. Le prélèvement d'échantillons sur les pieux ne permet pas de déterminer leur module d'élasticité global, mais seulement un module d'élasticité local.

Dans le but de disposer du module d'élasticité longitudinal moyen de chaque pieu, une analyse vibratoire couplée à une analyse inverse basée sur un modèle aux éléments finis a été réalisée. En plaçant le pieu sur deux appuis, celui-ci a été mis en vibration libre. A l'aide de trois accéléromètres (Figure 1) (un au centre des appuis, les deux autres aux ¼ et ¾ de la distance entre appuis), la première fréquence propre a été obtenue par analyse fréquentielle (Figure 2). Après réintroduction du profil en long du pieu et de sa masse dans un modèle MEF, le module moyen, tenant compte d'un rapport E/G de 16, a été retrouvé pour chaque pieu. Le pieu a été modélisé en vibration libre par des éléments de types poutres isotropes. La conservation du rapport E/G de 16 a été assurée en intégrant dans le code aux éléments finis un coefficient de Poisson ν de 7, calculé à partir de la relation $\frac{E}{G} = 2(1+\nu)$.

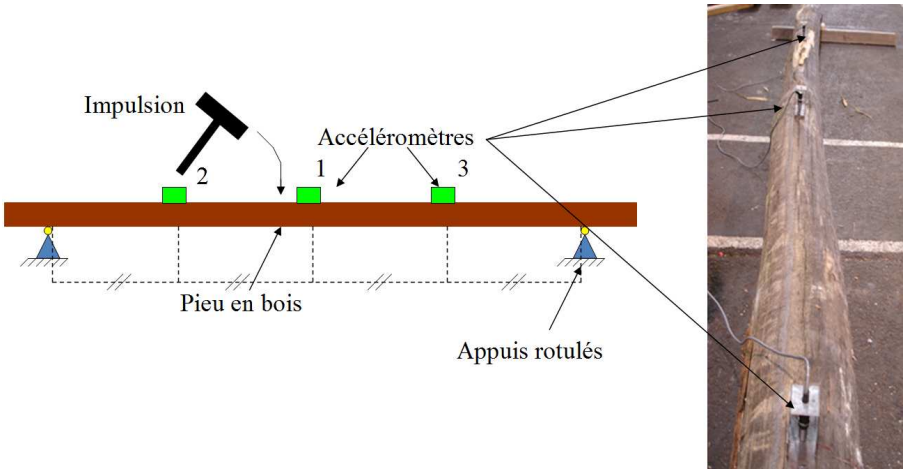


Figure 1. Mesure de la fréquence de résonance

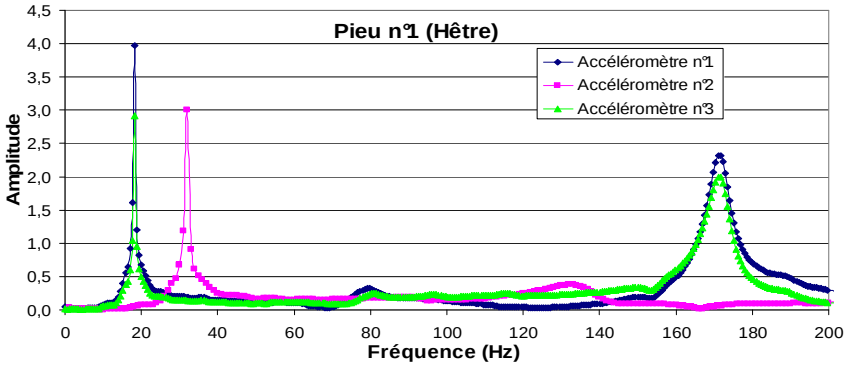


Figure 2. Fréquence de résonance du pieu n°1 (hêtre)

3.3 Synthèse des mesures

Le Tableau 2 présente les propriétés mécaniques des pieux en bois. Les modules d'élasticité établis dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009) et mesurés pour une teneur en humidité du bois égale à 12 % sont également donnés.

Tableau 2. Propriétés mécaniques des pieux en bois

Essence (numéro)	Masse (kg)	ρ_{bois} calculée avec la méthode n°1 (kg/m^3)	ρ_{bois} calculée avec la méthode n°2 (kg/m^3)	Fréquence résonance (Hz)	E_{bois} (MPa)	$E_{12\%}$ (MPa) (CTBA, 2007) (AFNOR, 2009)
Hêtre (1)	136	655	475	18,2	6400	10500
Hêtre (2)	275	708	701	21,1	9100	
Pin (3)	153	828	572	19,9	9370	12000
Pin (4)	120	586	495	20,5	9900	
Chêne (5)	201	701	754	16,4	8150	12000
Chêne (10)	192	723	737	14,6	6980	
Acacia (8)	150	806	821	15,2	10970	12000
Acacia (9)	153	757	721	18,8	13320	

Les masses volumiques des pieux n°1 (hêtre), n°3 (pin), n°4 (pin) calculées à partir des tranches prélevées (méthode n°1) sont en moyenne 33 % plus élevées que celles calculées à partir du volume global du pieu (méthode n°2). En effet, la teneur en eau du bois variant dans

le pieu, les teneurs en eau des tranches prélevées sur les trois pieux peuvent être supérieures à la teneur en eau moyenne des pieux, permettant ainsi d'expliquer les différences observées.

Les modules d'élasticité des pieux sont en moyenne 24 % plus faibles que ceux déterminés à partir de la classification du Centre Technique du Bois et de l'Ameublement (CTBA, 2007) et de la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009) (Tableau 2). Seul le pieu n°9 en acacia présente un module d'élasticité 9 % plus élevé que celui établi par le CTBA, (2007).

4 Instrumentation des pieux

L'instrumentation des pieux a pour objectifs de mesurer le raccourcissement élastique du fût à différentes profondeurs en fonction de la charge appliquée en tête et d'en déduire la distribution des efforts le long des pieux ainsi que l'effort de pointe.

4.1 Présentation des extensomètres amovibles LPC

La mesure du raccourcissement élastique d'un pieu s'effectue à l'aide d'une chaine d'extensomètres amovibles (Bustamante et Doix, 1991). Elle est constituée de rubans de cupro-béryllium équipées de jauges de déformation et maintenus sous tension par l'intermédiaire de bloqueurs qui sont fixés aux extrémités des rubans (Figure 3).

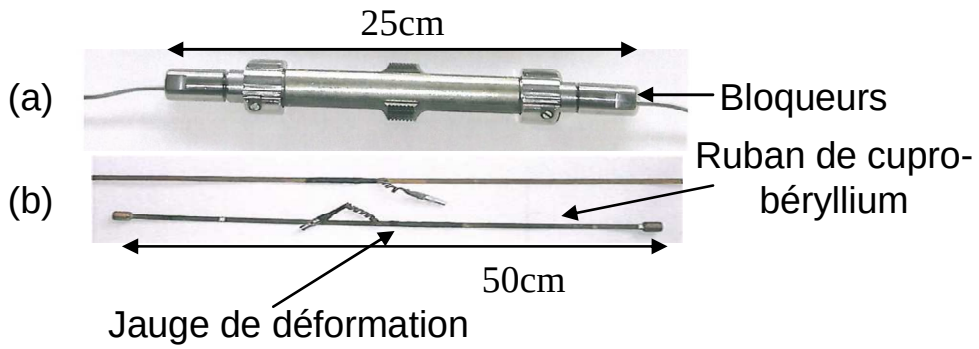


Figure 3. Bloqueur (a) et jauges de déformation (b)

La technique d'instrumentation classique consiste à fixer un tube métallique de diamètre intérieur 35 mm ± 1 mm sur le pieu (il est soudé dans le cas d'un pieu en acier, noyé dans le pieu en béton et donc scellé à la prise) avant sa mise en œuvre dans le sol. Son extrémité inférieure est fermée. Une fois le pieu dans le sol, le chapelet d'extensomètres est introduit dans le tube métallique. Le bloqueur inférieur est mis sous pression avec un gaz comprimé (azote). La cellule centrale de ce bloqueur se dilate et vient se fixer aux parois du tube métallique. Les autres bloqueurs et rubans métalliques sont ensuite mis en tension et de l'azote est injecté simultanément dans les bloqueurs afin que les cellules centrales viennent elles aussi se plaquer aux parois du tube métallique.

Lors de l'essai de chargement, le raccourcissement élastique de chaque tronçon du pieu instrumenté est mesuré avec les jauges de déformation et interprété pour évaluer la transmission de la charge à l'interface entre le sol et le pieu.

Dans le cas des pieux en bois, la non-linéarité et la conicité naturelle des pieux, conjuguées aux difficultés que représentent la fixation du tube en acier au bois a rendu l'emploi de cette technique difficile. Un dispositif d'instrumentation spécifique aux pieux en bois a donc été élaboré.
10 pieux devaient être initialement instrumentés (numérotés de 1 à 10). Au final, huit l'ont été (numérotés de 1 à 5 et de 8 à 10).

4.2 Instrumentation des pieux en bois

Le système d'instrumentation conçu pour les pieux en bois a nécessité de les usiner. L'usinage a été réalisé à l'ENSTIB, partenaire du projet Pieux Bois. Les différentes étapes, au nombre de 6, sont présentées par la suite.

1ère étape : Une saignée de 80 mm de largeur et 60 mm de profondeur a été réalisée sur toute la longueur du pieu, au niveau de la section où le pieu était le plus rectiligne (Figure 4). Cette étape complexe n'a pu être réalisée que par l'utilisation d'un robot 6 axes possédé par l'ENSTIB.

Figure 4. Saignée usinée sur le fût des pieux en bois

2ème étape : Des pattes de fixation conçues spécifiquement, de 60 mm de largeur et 80 mm de longueur, ont été fixées au bois à l'aide de vis et d'inserts dans la saignée au droit des futurs emplacements des bloqueurs. Les pattes étaient distantes les unes des autres de 750 mm (Figure 5).

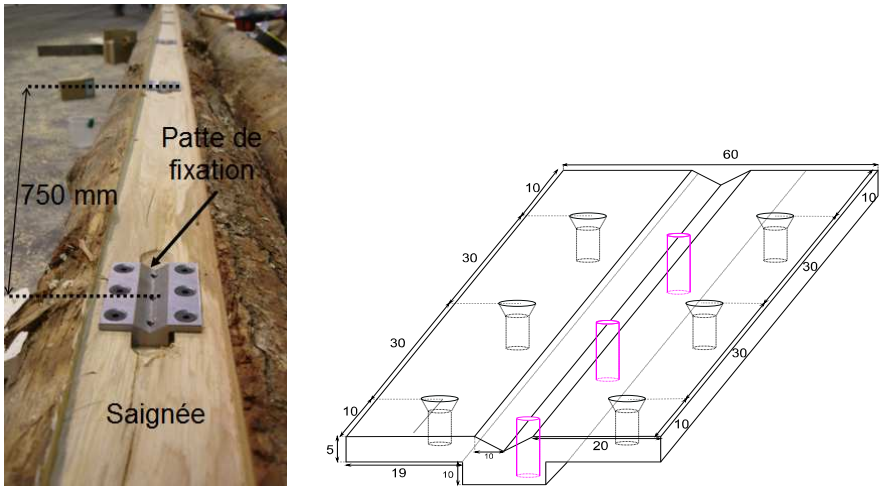
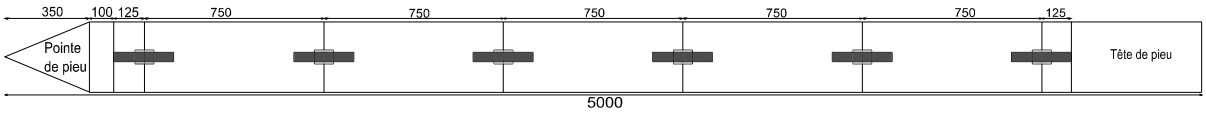


Figure 5. Pattes de fixation

3ème étape : Une fois les pattes de fixation solidaires du bois, des tubes de logement de 35 mm de diamètre et 250 mm de longueur, chanfreinés à chaque extrémité et diamétralement percés à trois endroits, ont été fixés sur les pattes. L'usinage d'une rainure en « V » sur la patte de fixation a permis le calage du tube cylindrique (Figure 6).

(a)



(b)

Figure 6. Fixation des tubes de logement sur les pattes (a) et dimensions des pieux (b)

4ème étape : Des fenêtres de 260 mm de longueur et 80 mm de largeur ont été usinées sur un tube métallique à section carrée de dimensions 80 mm × 60 mm. Ce tube métallique (qualifié de tube extérieur) est venu chapoter et protéger l'ensemble « patte de fixation + tubes de logement » dans la saignée. Il a été fixé au bois avec des vis et des tirefonds (Figure 7).

Figure 7. Fixation des tubes extérieurs métalliques à section carrée dans la saignée

5ème étape : La pointe des pieux a été usinée en forme pyramidale. L'extrémité du tube extérieur a été biseautée au niveau de la pointe de sorte que le biseau soit dans le prolongement d'une des faces de la pointe.
La pointe a été renforcée avec quatre plats métalliques (un sur chaque face) fixés au bois avec des tirefonds. L'un des plats a été soudé au biseau du tube extérieur pour le protéger de l'entrée de matériaux et éviter son écartement lors du battage des pieux dans le sol (Figure 8).

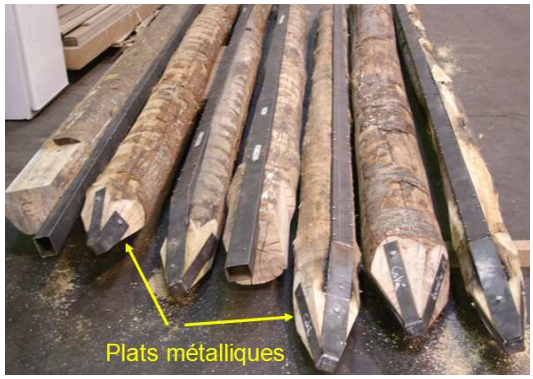


Figure 8. Protection de la pointe des pieux en bois avec des plats métalliques

6ème étape : Deux plats diamétralement opposés et distants de 20 cm (distance constante sur tous les pieux) ont également été usinés sur la tête des pieux. L'usinage de ces plats avait pour objectifs de fixer le casque de battage aux pieux (Figure 9) (Partie II, § 5).

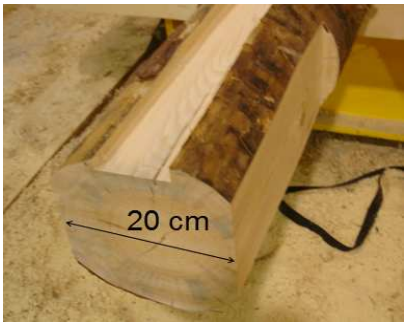


Figure 9. Usinage de deux plats en tête des pieux

Partie II. Essais de chargement sur le plot expérimental de Rouen

1 Présentation du site

Le plot expérimental est localisé sur une parcelle de terrain appartenant au Grand Port Maritime de Rouen, située dans la commune des Moulineaux, en bordure de Seine. Sa superficie est d'environ 1000 m². La Figure 10 présente la situation et une vue aérienne du site expérimental, ainsi que l'emprise du plot expérimental.

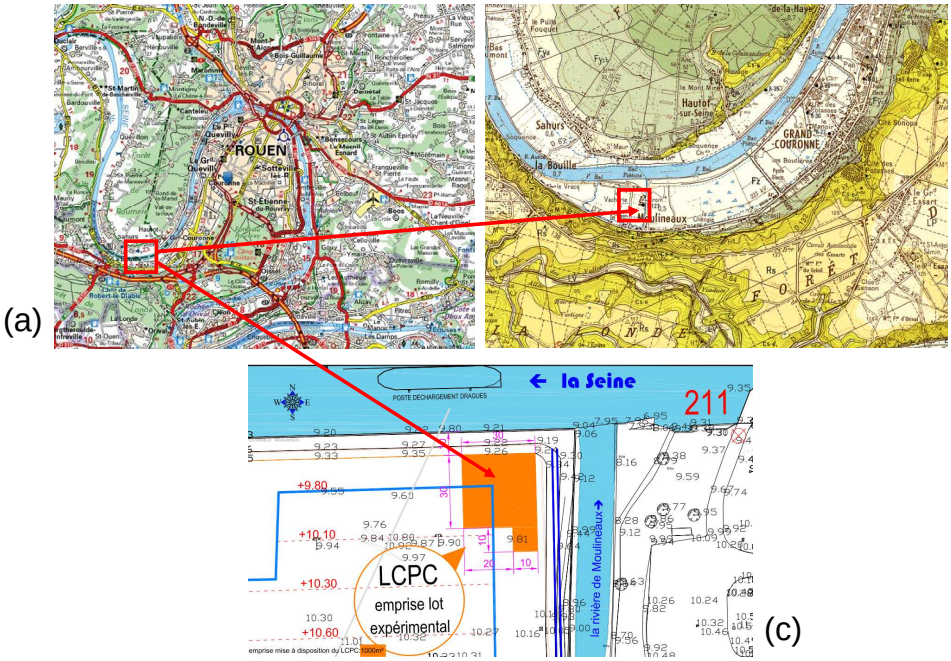


Figure 10. Situation géographique de la zone (a et b) et emprise du plot expérimental (c)

2 Caractérisation géotechnique du site

2.1 Coupe géologique du terrain

Trois sondages à la pelle mécanique et à la tarière hélicoïdale continue ont été réalisés à proximité de la zone de battage des pieux en bois afin de déterminer la géologie du terrain. Les profondeurs d'arrêt de ces sondages étaient respectivement égales à 3 m et 7 m. La Figure 11 présente la coupe géologique du terrain établie à partir de ces sondages.

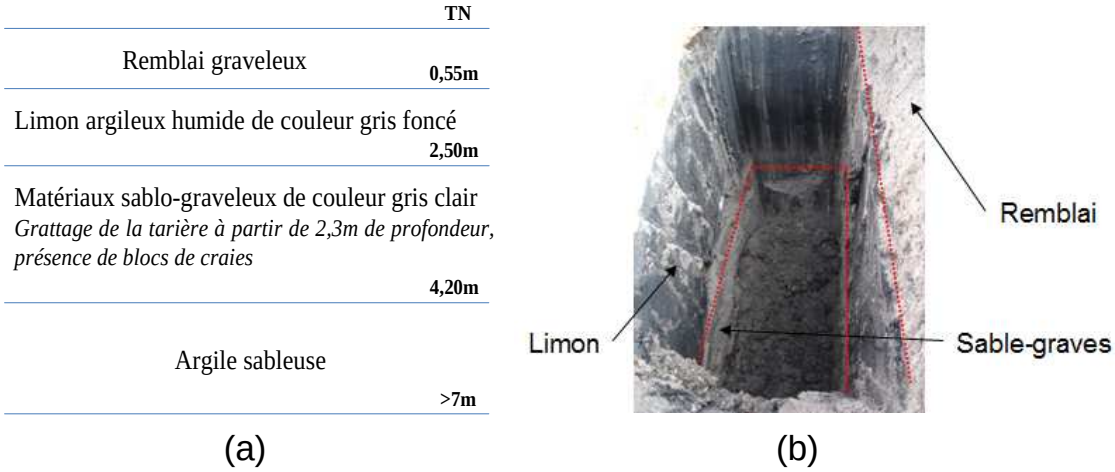


Figure 11. Coupe géologique du terrain (a) et photo de l'excavation (b)

2.2 Campagne d'essais sur site

2.2.1 Types de sondages et objectifs

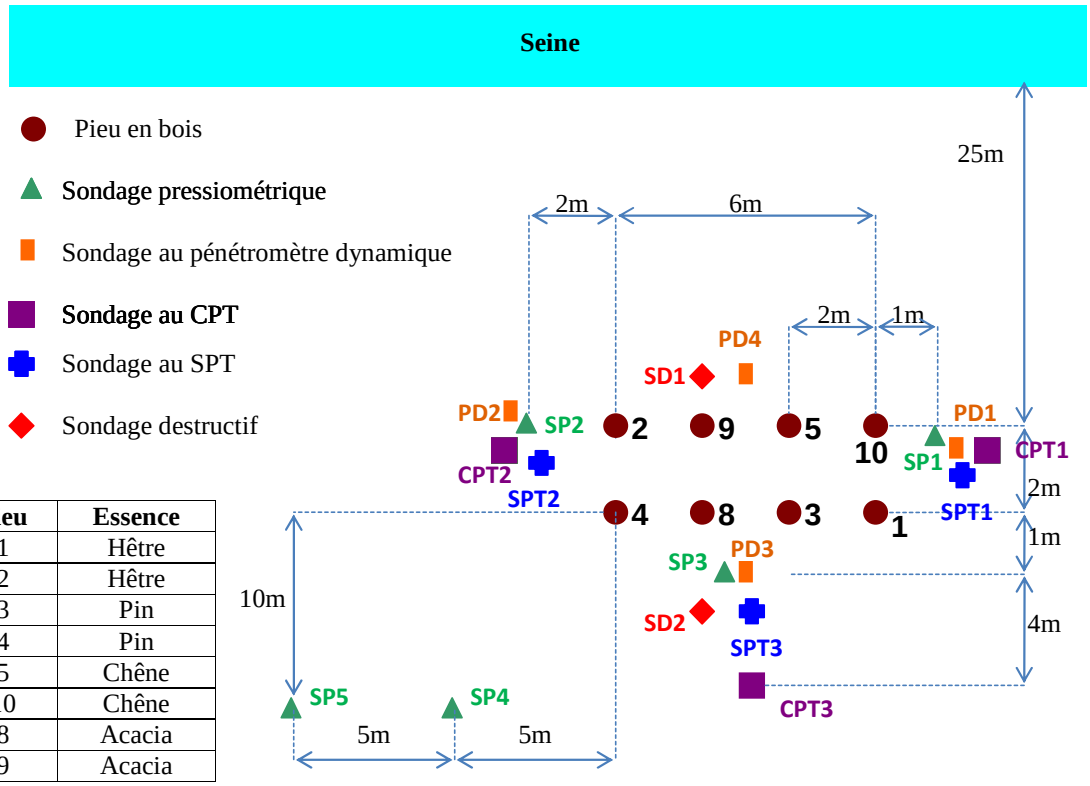
Des sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage, des essais d'expansion au pressiomètre Ménard, de pénétration dynamique léger avec un pénétromètre type PANDA, des essais de pénétration statique au piézocone (CPT) et des essais de pénétration au carottier (SPT) ont été réalisés sur le site expérimental, à proximité de la zone de battage des pieux en bois.

Cette campagne d'essais avait pour objectifs :

- de déterminer les propriétés de résistance du sol intervenant dans les différentes méthodes de dimensionnement des pieux en bois ;
- d'établir des corrélations entre ces propriétés et de les comparer à celles publiées dans la littérature.

2.2.2 Plan d'implantation des sondages

L'ensemble des essais géotechniques a été effectué à proximité de la zone de battage et de chargement des pieux en bois. La Figure 12 présente le plan d'implantation des sondages.



Pieu	Essence
1	Hêtre
2	Hêtre
3	Pin
4	Pin
5	Chêne
10	Chêne
8	Acacia
9	Acacia

Figure 12. Plan d'implantation des sondages

2.2.3 Résultats des sondages destructifs

La réalisation de deux sondages destructifs en rotopercussion avec un outil en croix et l'eau comme fluide de forage a permis d'étudier l'évolution de trois paramètres de forage en fonction de la profondeur (Figure 13) : la vitesse d'avancement V_A, la pression de poussée sur l'outil P_O et le couple de rotation C_R.

L'énergie normalisée E_N, établie à partir de combinaisons de paramètres et relative à l'énergie dépensée pour désagréger le sol avec l'outil, a également été étudiée (Reiffsteck, 2011).

$$E_N = \frac{\alpha P_E V_A + \beta C_R 2\pi V_R + \gamma P_M f}{V_A} \qquad (2)$$

avec P_M la puissance du marteau, f la fréquence et α, β, γ trois coefficients.

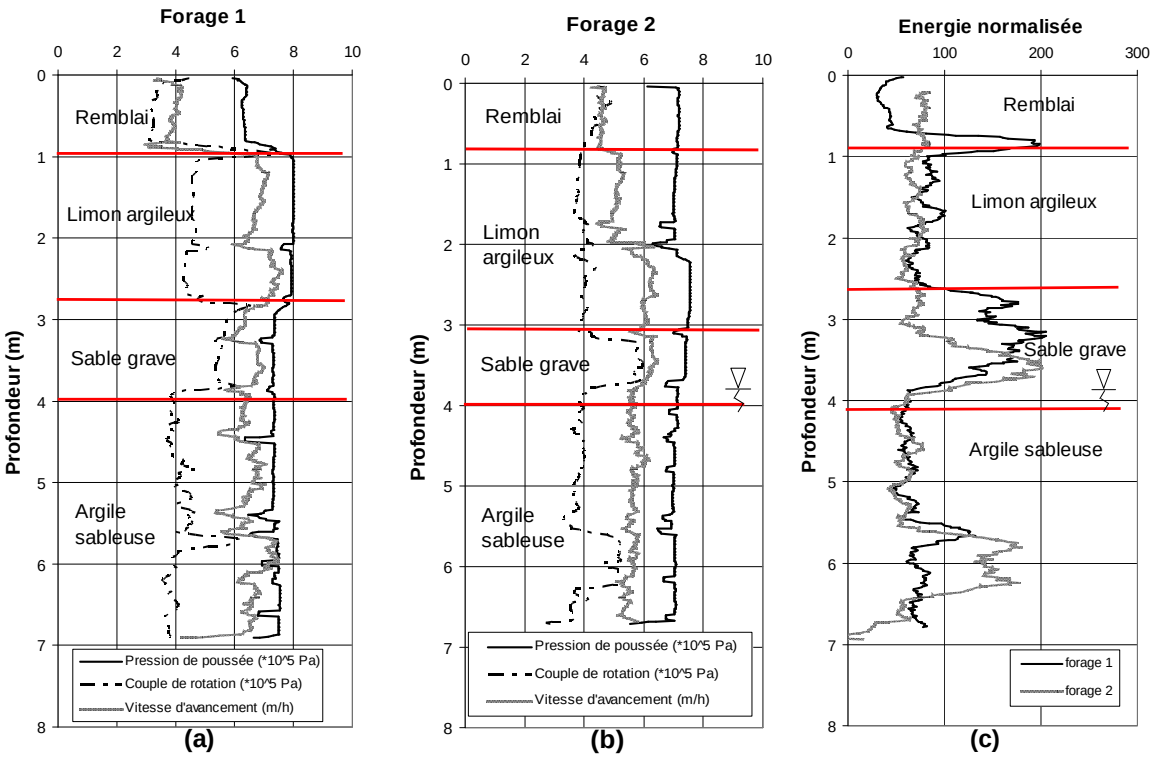


Figure 13. Evolution de la pression de poussée, du couple de rotation, de la vitesse d'avancement (a et b) et de l'énergie normalisée (c) en fonction de la profondeur

L'évolution des paramètres de forage et plus particulièrement celle du paramètre composé E_N en fonction de la profondeur (Figure 13c) correspond en moyenne aux hauteurs des couches de sol relevées lors des sondages à la pelle mécanique.

La Figure 13 montre que la couche de remblai a une hauteur d'environ 1 m à l'endroit du forage.

Le passage des remblais dans la couche de limon argileux se traduit par une augmentation de la pression de poussée, du couple de rotation, de la vitesse d'avancement et de l'énergie normalisée. Les paramètres de forage montrent que la profondeur de fin de couche est comprise entre 2,5 et 3 m (Figure 13a et Figure 13b).

La couche de sable grave est caractérisée par une nette augmentation du couple de rotation et de l'énergie normalisée ainsi qu'une légère diminution de la vitesse d'avancement et de la pression de poussée, caractéristique d'une augmentation de la dureté du terrain.

Enfin, le passage des sables graves à l'argile sableuse se traduit par une diminution du couple de rotation et de l'énergie normalisée, tandis que la pression de poussée et la vitesse d'avancement restent constantes.

2.2.4 Résultats des sondages au pénétromètre dynamique

Résultats des sondages

Trois sondages au pénétromètre dynamique (surface de la pointe débordante et longueur maximale du train de tige respectivement égales à 2 cm² et 4 m) ont été réalisés à proximité de la zone de battage (Figure 12). La Figure 14 présente les résultats des essais.

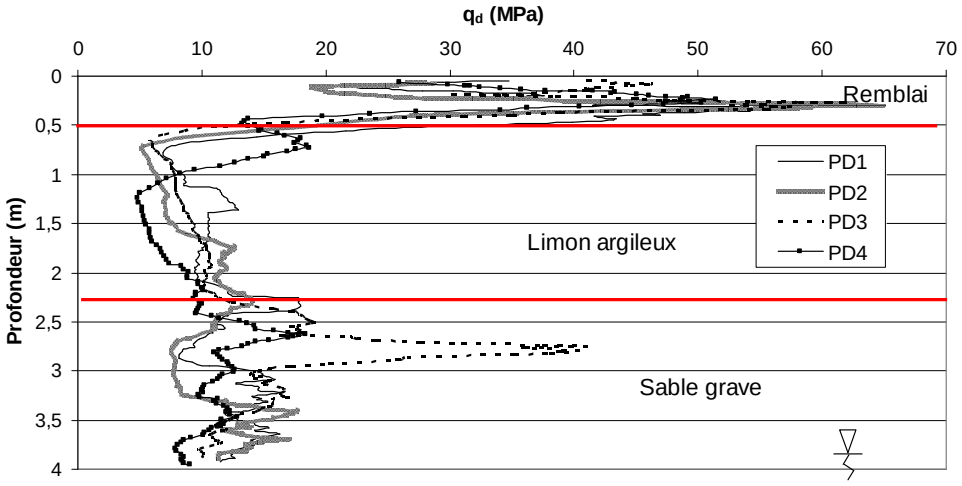


Figure 14. Evolution de la résistance de pointe dynamique en fonction de la profondeur

L'épaisseur de la couche de remblai déduite de la Figure 14 est de 50 cm. Elle est identique à celle mesurée lors des sondages à la pelle mécanique, mais diffère de celle déterminée à partir des sondages destructifs. La profondeur de fin de couche du limon argileux est située à 2,50 m sous le terrain naturel (Figure 14).

Ces résultats corroborent ceux obtenus lors des sondages à la pelle mécanique et destructifs. Enfin, l'arrêt des sondages dynamiques à 4 m sous le terrain naturel n'a pas permis de déterminer la profondeur exacte de fin de couche des sables graves.

Histogrammes et valeurs moyennes des résistances dynamiques

Les histogrammes de la Figure 15 montrent la répartition du nombre de coups enregistrés dans chaque couche lors des essais et permettent de déduire les valeurs moyennes des résistances de pointe dynamiques q_d dans les couches de sol.

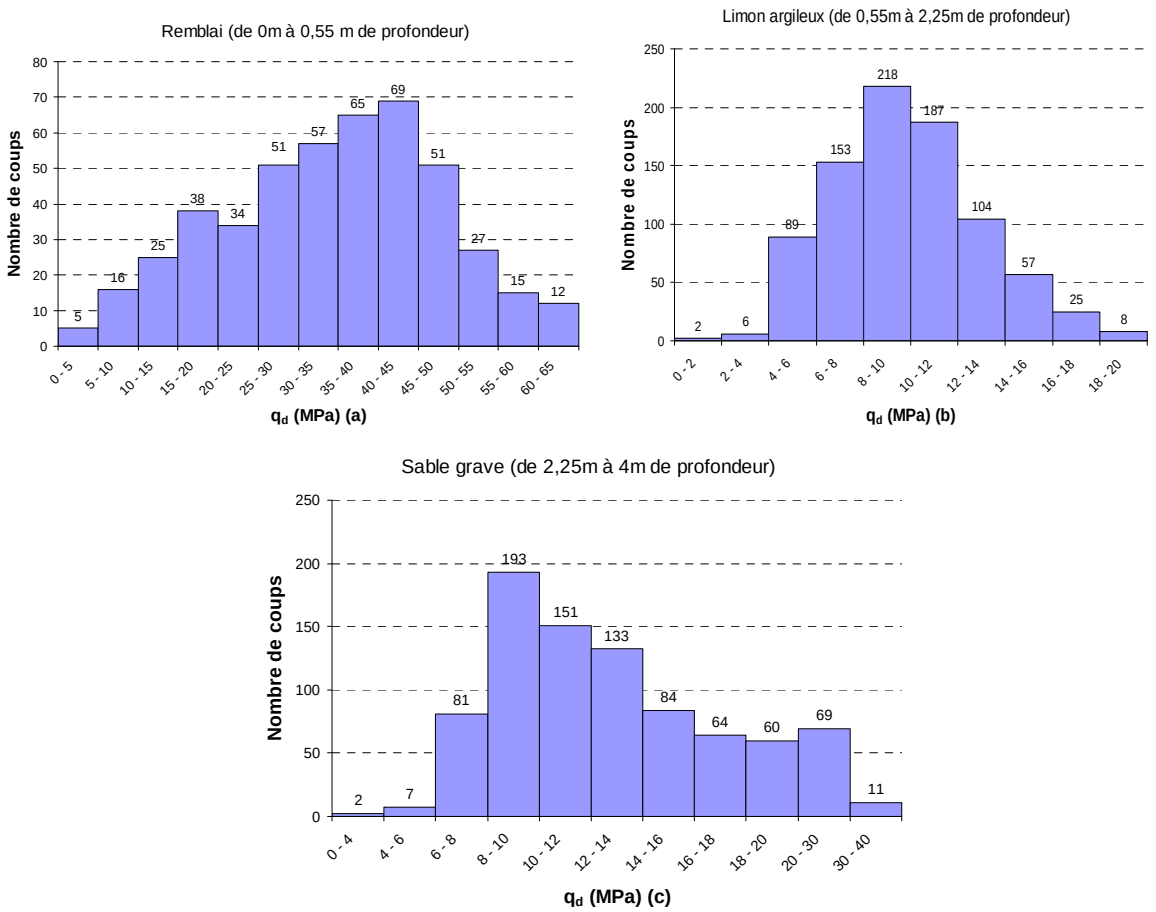


Figure 15. Distribution des résistances dynamiques q_d dans le remblai (a), le limon argileux b) et les sables graves (c)

Le Tableau 3 présente les valeurs des résistances mesurées au pénétromètre dynamique et retenues pour les trois couches de sol.

Tableau 3. Résistances dynamiques des trois couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Profondeur de fin de couche (m)	$q_{d,min}$ (MPa)	$q_{d,max}$ (MPa)	$q_{d,moyen}$ (MPa)	Ecart type	Coefficient de variation (%)
Remblai	0,55	0,55	11,2	64,8	39,2	20,3	51,8
Limon argileux	1,70	2,25	4,8	19,2	10,3	4,3	42,0
Sable grave	>1,75	>4	7,5	41,1	13,7	7,8	56,9

2.2.5 Résultats des sondages pressiométriques

Résultats des sondages

Les parois du trou de forage préalablement réalisé à la tarière hélicoïdale continue classique s'éboulant dans la couche de sable grave à partir de 2,5 m de profondeur, la sonde lanternée a été utilisée pour effectuer les essais pressiométriques.

Cinq sondages pressiométriques ont été réalisés sur le site expérimental, trois au niveau de la zone de battage des pieux et deux autres à une dizaine de mètres (Figure 12). La Figure 16 présente les résultats interprétés de ces sondages.

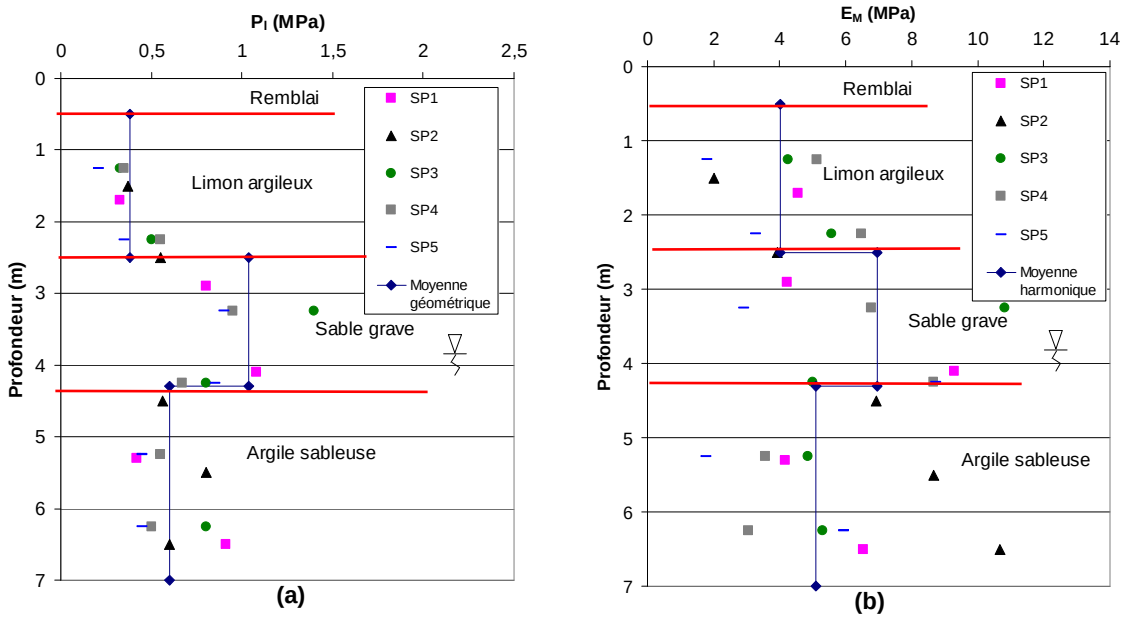


Figure 16. Evolution de la pression limite (a) et du module pressiométrique (b) en fonction de la profondeur

Le principal défaut de cet essai est sa faible résolution. En effet, il peut arriver que la sonde soit à cheval sur plusieurs couches. Le résultat est alors une valeur intermédiaire des paramètres des deux couches « testées ».

Valeurs moyennes retenues

Le Tableau 4 présente les extrema des pressions limites, des modules pressiométriques ainsi que des rapports entre ces deux grandeurs pour les trois couches de sol sous-jacentes au remblai.

Tableau 4. Caractéristiques pressiométriques des couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Caractéristiques pressiométriques (MPa)
Remblai	0,55	X
Limon argileux	1,95	$0,21<p_l<0,55$ $1,79<E_M<6,49$ $5,46<E_M/p_l<14,68$
Sable-grave	1,70	$0,80<p_l<1,40$ $2,92<E_M<10,83$ $3,24<E_M/p_l<10,25$
Argile sableuse	>2,50	$0,42<p_l<0,91$ $1,78<E_M<10,66$ $3,96<E_M/p_l<17,77$

2.2.6 Résultats des essais de pénétration statique au piézocône (CPTu)

Résultats des sondages

Le diamètre de la pointe piézocone utilisée lors des essais de pénétration statique (Cone Penetration Test) est égal à 44 mm. La pointe a été foncée dans le sol à une vitesse constante de 2 cm/s. La pression interstitielle u_2 a été mesurée sur la partie cylindrique du cône, entre le cône et le manchon.

Trois sondages au CPT ont été réalisés à proximité de la zone de battage (Figure 12). La Figure 17, la Figure 18 et la Figure 19 présentent les résultats de ces sondages.

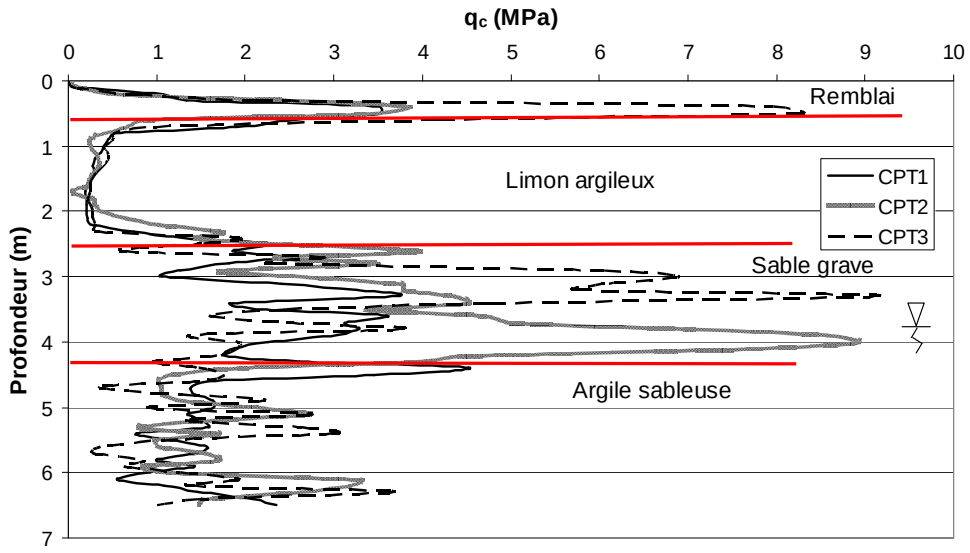


Figure 17. Evolution de la résistance à la pénétration du cône en fonction de la profondeur

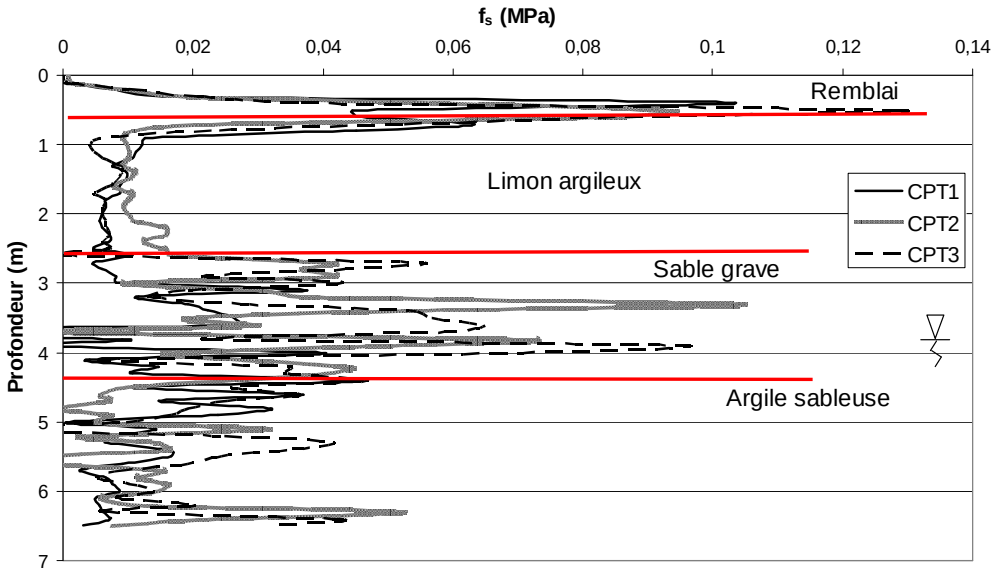


Figure 18. Evolution du frottement latéral du manchon en fonction de la profondeur

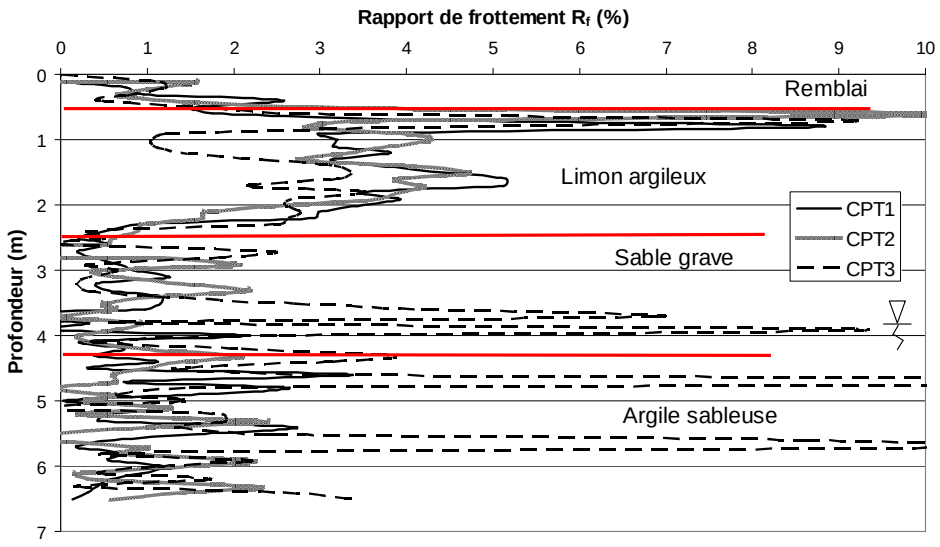


Figure 19. Evolution du rapport de frottement R_f en fonction de la profondeur

Les valeurs de q_c et f_s dans le limon argileux sont faibles et inférieures à 1 MPa.
La couche de sable grave est caractérisée par une augmentation de la résistance à la pénétration du cône et du frottement latéral du manchon. Le rapport de frottement R_f est de l'ordre de 2 %. La présence de blocs de craie dans cette couche de sol (Figure 11) pourrait expliquer les valeurs élevées de q_c mesurées entre 3 et 4 m de profondeur.
Enfin, la couche d'argile sableuse est caractérisée par des valeurs de résistance à la pénétration du cône inférieures à celles dans la couche sus-jacente.

<u>Abaques de Robertson – ratio de surconsolidation des couches de sol</u>

L'augmentation de la contrainte verticale effective dans le sol avec la profondeur entraîne une augmentation de la résistance à la pénétration du cône et du frottement latéral mobilisé sur le manchon. Les abaques de Robertson permettent, d'une part, de s'affranchir par l'intermédiaire du rapport de frottement F_r et de la résistance au cône Q_t normalisés, de l'effet de la contrainte effective sur les résistances mesurées et d'autre part d'évaluer l'état de consolidation du sol. La nature des couches de sol peuvent être également déduites de ces abaques.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \qquad (3)$$

$$et \;\; F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \qquad (4)$$

Avec q_t la résistance au cône corrigée.

$$q_t = q_c + u_2(1-a) \qquad (5)$$

u_2 est la pression interstitielle dans la partie cylindrique du cône et a le facteur net de surface du cône, égal au rapport entre l'aire du corps de pointe et l'aire de la base du cône (norme EN ISO 22476-1, 2012).

La Figure 20 présente, pour les trois couches de sol sous-jacentes au remblai, la résistance au cône normalisée en fonction du rapport de frottement normalisé.

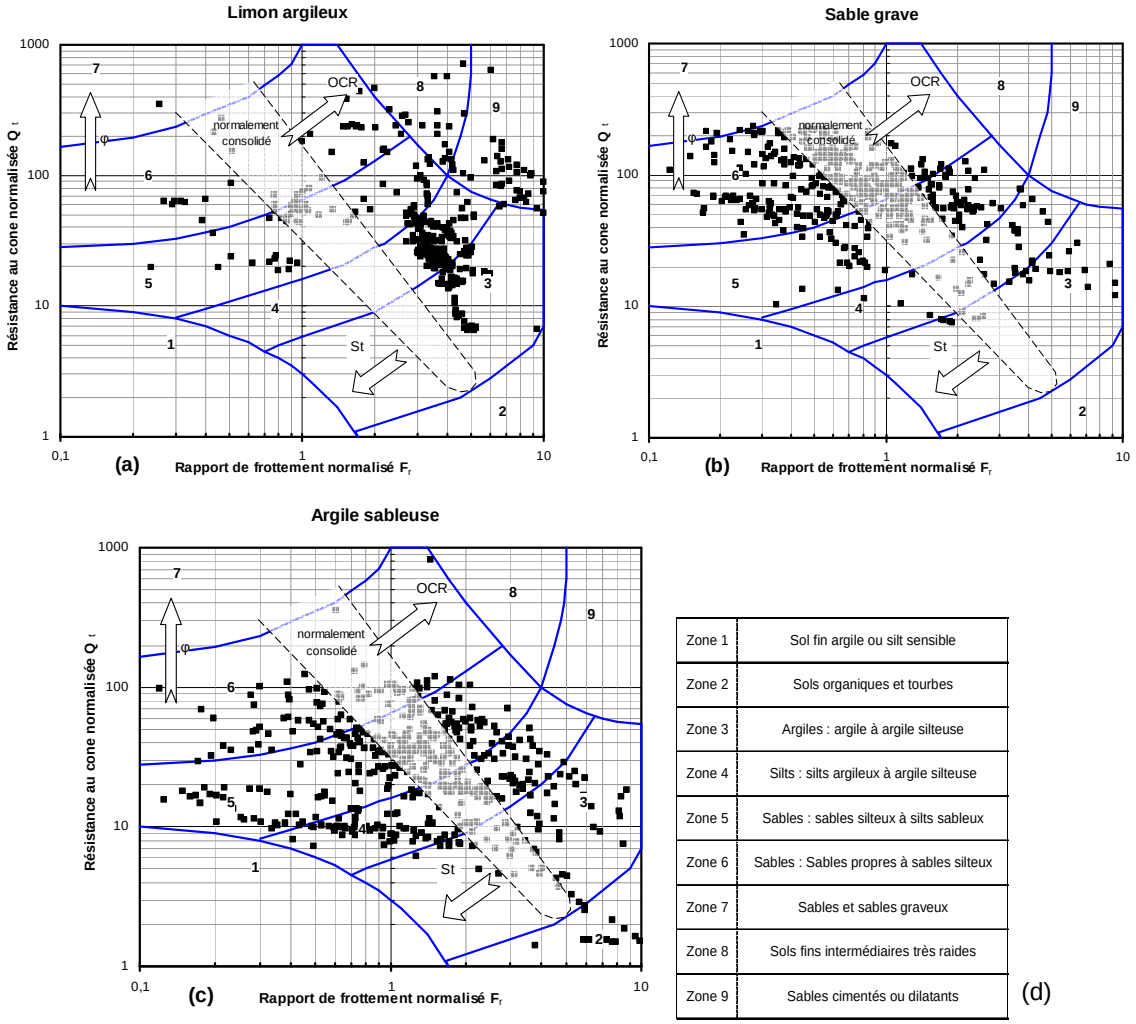


Figure 20. Evolution de la résistance au cône normalisée Q_t en fonction du rapport de frottement normalisé F_r dans le limon argileux (a), les sables graves (b), l'argile sableuse (c) et classification des sols (d) (modifié d'après Robertson, 1990)

La couche de limon argileux se situe dans la zone S4 (Figure 20a) correspondant à des silts argileux à argile silteuse, la couche de sable grave (Figure 20b) dans la zone S6 correspondant à des sables propres à sables silteux. Enfin, la couche d'argile sableuse (Figure 20c) se situe dans les zones S4-S5, correspondant des silts argileux à silts sableux.
Le limon argileux est surconsolidé, avec un ratio de surconsolidation égal à 2,5.
Enfin, les abaques de Robertson montrent que les couches de sable grave et d'argile sableuse peuvent être considérées respectivement comme lâche et sous-consolidée.

Evolution de la pression interstitielle en fonction de la profondeur

La Figure 21 présente l'évolution de la pression interstitielle (mesurée au piézocône) en fonction de la profondeur, ainsi que la droite relative à la pression hydrostatique dans le sol. Le niveau d'eau de la nappe est situé à 3,80 m de profondeur.

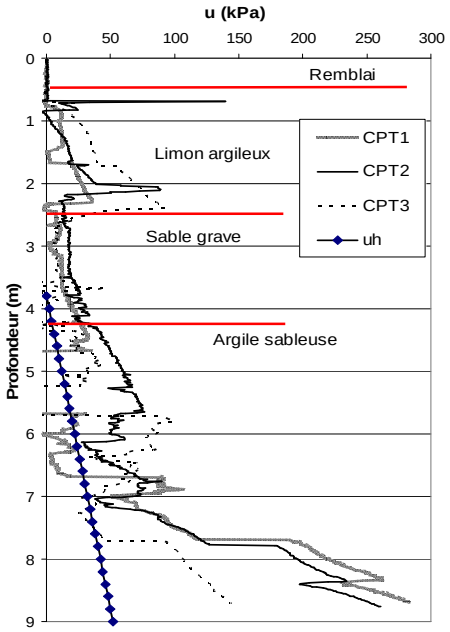


Figure 21. Evolution de la pression interstitielle u en fonction de la profondeur.

Les faibles valeurs des pressions interstitielles mesurées entre 2,50 m et 4,20 m de profondeur sont caractéristiques d'une couche sableuse.
Les valeurs très faibles, voire négatives, des pressions interstitielles dans les couches de sable grave et d'argile sableuse mesurées entre 4,80 m et 5,50 m de profondeur peuvent être dues à la présence de lentilles sableuses dilatantes ou de zones graveleuses.
Enfin, l'augmentation de la pression interstitielle à partir de 6 m de profondeur résulte de l'effet de la marée, le plot expérimental n'étant situé qu'à quelques mètres de la Seine (Figure 21). Ces essais ont été réalisés lors de la marée montante, pendant un laps de temps d'environ deux heures.

Valeurs moyennes retenues

La Figure 22 présente, par tranche de 50 cm, la répartition des valeurs moyennes de la résistance à la pénétration du cône q_c, ainsi que celles du frottement latéral f_s mobilisé en fonction de la profondeur.

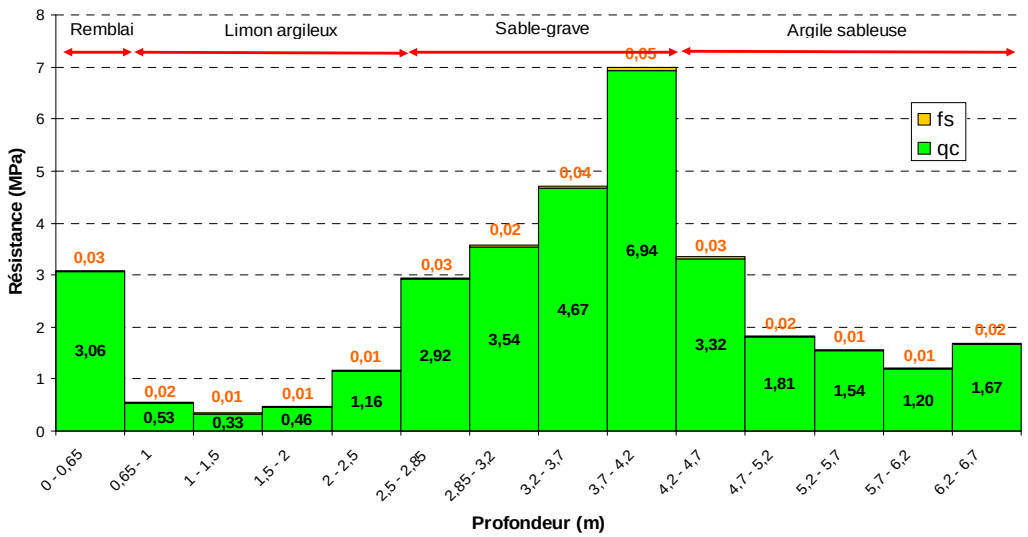


Figure 22. Valeurs moyennes des résistances à la pénétration du cône q_c et du frottement latéral du manchon f_s en fonction de la profondeur

Le Tableau 5 présente les valeurs des résistances à la pénétration du cône retenues pour les quatre couches de sol.

Tableau 5. Caractéristiques pénétrométriques (statiques) des quatre couches de sol

Couches	Epaisseur (m)	Profondeur de fin de couche (m)	$q_{c,min}$ (MPa)	$q_{c,max}$ (MPa)	$q_{c,moy}$ (MPa)
Remblai	0,55	0,55	0,3	7,9	3,1
Limon argileux	0,4	2,5	0,2	1,5	0,5
	0,5		0,3	0,4	0,3
	0,5		0,1	0,7	0,5
	0,5		0,3	2,8	1,2
Sable-grave	0,4	4,2	1,1	3,9	2,9
	0,4		2,5	4,7	3,5
	0,5		2,3	8,7	4,7
	0,5		2,9	10,0	6,9
Argile sableuse	0,5	6,7	1,1	6,9	3,3
	0,5		0,9	3,1	1,8
	0,5		0,6	2,4	1,5
	0,5		0,5	2,2	1,2
	0,5		0,9	3,4	1,7

2.2.7 Résultats des essais de pénétration au carottier dynamique (SPT)

Trois essais de pénétration au carottier dynamique (Strandard Penetration Test) ont été réalisés sur le plot expérimental. La Figure 23 présente les résultats de ces sondages.

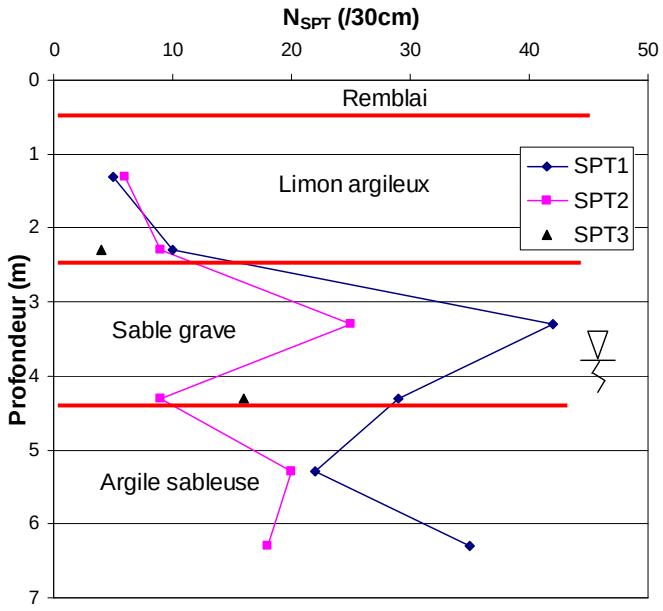


Figure 23. Evolution du nombre de coups N_{SPT} en fonction de la profondeur

Ces essais ayant été effectués par un prestataire extérieur peu habitué à réaliser ce type d'essais, nous constatons une dispersion des valeurs sur la Figure 23.
Le Tableau 6 présente les valeurs de N_{SPT} retenues pour les trois couches de sol.

Tableau 6. Valeurs de N_{SPT} retenues pour les différentes couches de sol

Couches	Profondeur (m)	N_{SPT}
Limon argileux	1,30	5
	2,30	8
Sable grave	3,30	38
	4,20	18
Argile sableuse	5,30	21
	6,30	27

2.3 Modèle géotechnique du site retenu

Les résultats des sondages réalisés autour de la zone de battage et de chargement des pieux en bois permettent de tracer deux coupes géotechniques de terrain, l'une longitudinale, l'autre transversale et notées respectivement AA' et BB' (Figure 24).

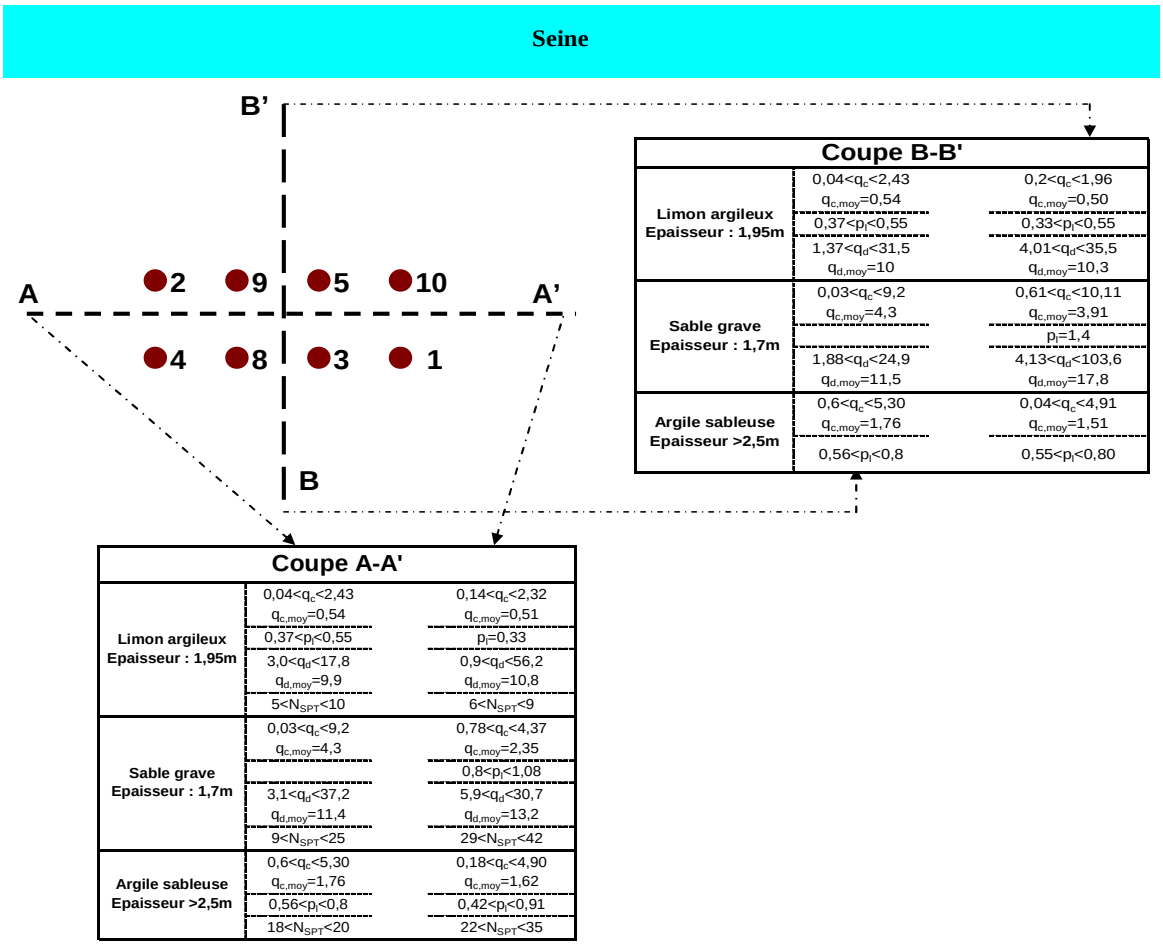


Figure 24. Coupes géotechniques de sols longitudinale (AA') et transversale (BB')

Les caractéristiques géotechniques de chaque couche de sol détaillées sur les coupes AA' et BB' montre qu'un seul modèle géotechnique peut être établi pour le site expérimental.
Les valeurs caractéristiques moyennes des couches de sol sous-jacentes au remblai établies à partir des sondages sont présentées dans le Tableau 7.

Tableau 7. Récapitulatif des propriétés de résistance des couches de sol

Couche (Epaisseur) (m)	**Profondeur de fin de couche (m)**	**q_d (MPa)**	**p_l (MPa)**	**q_c (MPa)**	**N_{SPT}**	**Norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012)**
Limon argileux (1,95)	2,50	$5{,}2<q_d<19{,}2$ $q_{d,moy}=10{,}3$	$0{,}21<p_l<0{,}55$ $p_{l,moy}=0{,}4$	$0{,}1<q_c<2{,}8$ $q_{c,moy}=0{,}5$	$5<N_{SPT}<8$	Très mous $p_l<0{,}4$ MPa $q_c<1$ MPa
Sable grave (1,70)	4,20	$7{,}5<q_d<41{,}1$ $q_{d,moy}=14{,}3$	$0{,}80<p_l<1{,}40$ $p_{l,moy}=1$	$1{,}1<q_{c,CPT}<10$ $q_{c,moy}=4{,}5$	$18<N_{SPT}<38$	Denses $p_l=1$ à 2 MPa $q_c=10$ à 20 MPa
Argile sableuse (>2,50)	>6,70	X	$0{,}42<p_l<0{,}91$ $p_{l,moy}=0{,}62$	$0{,}5<q_{c,CPT}<6{,}9$ $q_{c,moy}=1{,}9$	$21<N_{SPT}<27$	Fermes $p_l=0{,}4$ à 1,2 MPa $q_c=1$ à 2,5 MPa

Compte tenu des valeurs des pressions limites et des résistances à la pénétration statique données dans le Tableau 4 et le Tableau 5, le limon argileux peut être qualifié de très mou, les sables graves de denses et l'argile sableuse de ferme.

2.4 Corrélations entre les paramètres de sols

Les corrélations entre les paramètres mécaniques d'un sol ne sont valables que lorsqu'elles sont issues de phénomènes comparables. Elles ont pour objectif principal de vérifier la cohérence des essais réalisés sur site et non pas de pallier le manque d'essai. De nombreux auteurs ont établi, à partir de leur propre expérience ou des données publiées dans la littérature, des corrélations entre les propriétés de résistance caractéristiques d'un sol.
Le Tableau 8 présente quelques-une de ces corrélations pour les argiles, limons et sables graves.

Tableau 8. Corrélations entre les propriétés de résistances des sols – données publiées dans la littérature

Auteurs	Paramètres corrélés	Nature de sol	Corrélations
Reiffsteck, (2009)	p_l, q_c, N_{SPT}	Argile et limon	$q_c/p_l=3$; $N_{SPT}/p_l=15$
		Sable et graves	$q_c/p_l=8$; $N_{SPT}/p_l=20$
Cassan, (1977), cité par Reiffsteck, (2009)	N_{SPT} et q_c (MPa)	Argile	$q_c/N_{SPT}=0,1$ à $0,2$
		Argile sableuse	$q_c/N_{SPT}=0,3$ à $0,6$
		Argile limoneuse	$q_c/N_{SPT}=0,2$
		Limon	$q_c/N_{SPT}=0,2$
		Sable	$q_c/N_{SPT}=0,5$ à $0,6$
Gonin et al., (1992), cités par Reiffsteck, (2009)	N_{SPT} et p_l	Argile plastique	$N_{SPT}/p_l=18$
		Limon	$N_{SPT}/p_l=32$
		Sable	$N_{SPT}/p_l=21$
Reiffsteck, (2009)	q_c et p_l	Argile	$(q_c-p'_0)/(p_l-p_0)=11$
		Limon	$(q_c-p'_0)/(p_l-p_0)=5$
		Sable	$(q_c-p'_0)/(p_l-p_0)=8$
Waschkowsky, (1982), cité par Reiffsteck et al., (2012)	q_d et p_l	Argile	$q_d/(p_l-p_0)=3$ (4 au-dessus de la nappe)
		Argile et limon SC	$3<q_d/(p_l-p_0)<5$
		Argile et limon NC	$1,4<q_d/(p_l-p_0)<2,5$
		Sable et graves	$5<q_d/(p_l-p_0)<10$

L'ensemble des sondages réalisés sur le plot expérimental permet d'établir des corrélations entre les différentes propriétés de résistance des couches de sol (Tableau 9).

Tableau 9. Corrélations entre les propriétés de résistance des sols – données expérimentales

Couche de sol	Paramètres corrélés	Nombre de valeurs	Rapport
Limon argileux	p_l et q_d	p_l : 9 valeurs	$q_d/p_l=25$
	q_c et N_{SPT}	q_c : 550 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,1$
	p_l et N_{SPT}	N_{SPT} : 4 valeurs	$N_{SPT}/p_l=14$
	p_l et q_c	q_d : 350 valeurs	$q_c/p_l=1,25$
Sable grave	p_l et q_d	p_l : 6 valeurs	$q_d/p_l=14,3$
	q_c et N_{SPT}	q_c : 500 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,225$
	p_l et N_{SPT}	N_{SPT} : 4 valeurs	$N_{SPT}/p_l=24$
	p_l et q_c	q_d : 420 valeurs	$q_c/p_l=4,5$
Argile sableuse	q_c et N_{SPT}	p_l : 12 valeurs	$q_c/N_{SPT}=0,1$
	p_l et N_{SPT}	q_c : 540 valeurs	$N_{SPT}/p_l=35$
	p_l et q_c	N_{SPT} : 4 valeurs	$q_c/p_l=3$

Les valeurs des ratios q_d/p_l dans le limon argileux et les sables graves (Tableau 9) sont supérieures à celles publiées dans la littérature. Ces ratios atteignent respectivement 25 et 15

dans le limon argileux et les sables graves, tandis que ceux présentés dans le Tableau 8 n'excèdent pas 10. Un pénétromètre dynamique léger a été utilisé sur site, ce qui n'est pas le cas de ceux utilisés pour établir les corrélations.
Les valeurs des ratios q_c/p_l établies à partir des sondages sont inférieures à celles publiées dans la littérature.

L'ensemble des sondages réalisés, ainsi que les corrélations effectuées permettent donc de déterminer de manière exacte la nature des couches de sol ainsi que leurs propriétés de résistance.

3 Travaux de terrassement

Le remblai, dont l'épaisseur atteint 55 cm, est constitué de bitume et de dépôts organiques. Afin d'éviter le mélange du bitume avec les matériaux des couches sous-jacentes, la couche de remblai a été substituée à une couche de limon argileux.

Décaissement du terrain

La couche de remblai a été décaissée sur les 55 premiers centimètres au droit des futurs emplacements des pieux (Figure 25).

Figure 25. Décaissement de la couche de remblai

Mise en place de regards en béton

Des regards en béton, de dimensions 60 cm×60 cm×40 cm, à section carrée, ont été déposés dans la zone décaissée. Ils reposaient sur la couche de limon argileux (Figure 26).

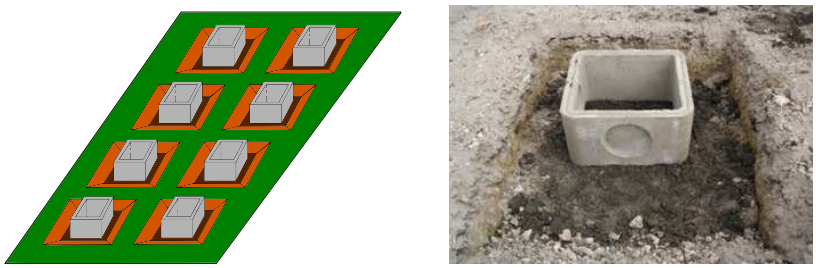


Figure 26. Mise en place des regards en béton

Remblaiement des regards en béton

L'intérieur et l'extérieur des regards en béton ont été remblayés avec du limon argileux prélevé dans la couche sous-jacente au remblai (Figure 27).

Figure 27. Remblaiement des regards en béton

4 Massif de réaction

Le massif de réaction construit pour les essais de chargement était constitué de 10 micropieux, dimensionnés avec les règles de calcul établies dans le Fascicule 62 Titre V (MELT, 1993) : seule la résistance de frottement des micropieux a été prise en compte, la résistance de pointe étant considérée comme nulle.

Au final, 10 barres de forage R38 de 38 mm de diamètre, ancrées à 15 m de profondeur et distantes en moyenne de 1,20-1,30 m ont été mises en place dans le terrain. Le massif de réaction a été réalisé par le LRPC de Rouen en injectant directement le coulis de ciment dans les barres de forage (Figure 28).

Chaque essai de chargement sollicitait quatre micropieux en traction.

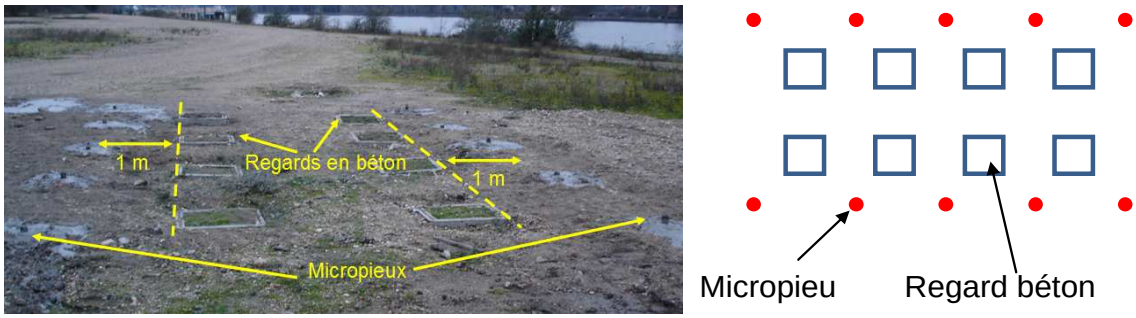


Figure 28. Plot expérimental avec les micropieux

5 Battage des pieux en bois

5.1 Caractéristiques du trépideur et casque de battage

Le trépideur utilisé lors du battage était de marque PAJOT et pesait 600 kg (Figure 29). La masse du piston était égale à 83 kg. Il développait une énergie par coup comprise entre 2100 et 2360 Joules, équivalent à la chute d'une masse frappante de 83 kg d'une hauteur fictive de 2,63 m.

Figure 29. Caractéristiques du trépideur

Un casque de battage a été mis en place sur la tête des pieux afin de les protéger des chocs du trépideur et d'éviter leur fissuration ou leur éclatement. Le casque était constitué de trois plats métalliques. Une fois posé sur la tête des pieux, le casque a été rendu solidaire de la tête avec des tirefonds qui traversaient les plats du casque et se vissaient dans la tête. Un HEB 200 a été soudé sur la partie supérieure du casque et jouait le rôle de raccord avec le trépideur (Figure 30).

Les pieux n'ayant pas été guidés durant la phase de battage, certains étaient inclinés par rapport à la verticale une fois dans le sol.

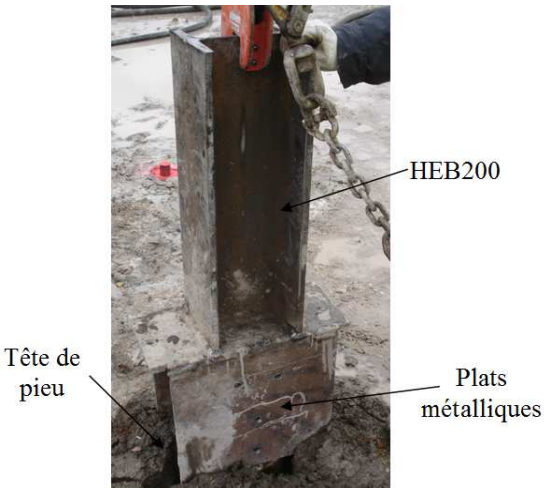


Figure 30. Casque de battage

5.2 Plan d'implantation des pieux

La Figure 31 présente le plan d'implantation des pieux en bois battus dans le sol. Ils étaient distants les uns des autres d'environ 2 m, permettant ainsi de ne pas tenir compte des effets de groupe.

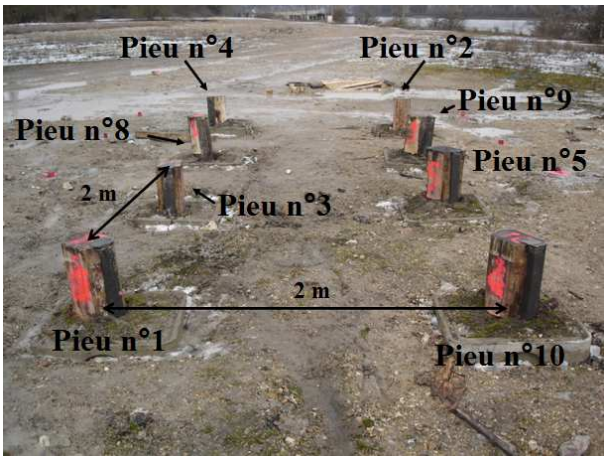


Figure 31. Plan d'implantation des pieux en bois

5.3 Courbes de battage

Le nombre de coups donnés par le trépideur a été enregistré en fonction de la profondeur de pénétration de chaque pieu dans le sol. L'enregistrement permet de tracer les courbes de battage, présentées sur la Figure 32.

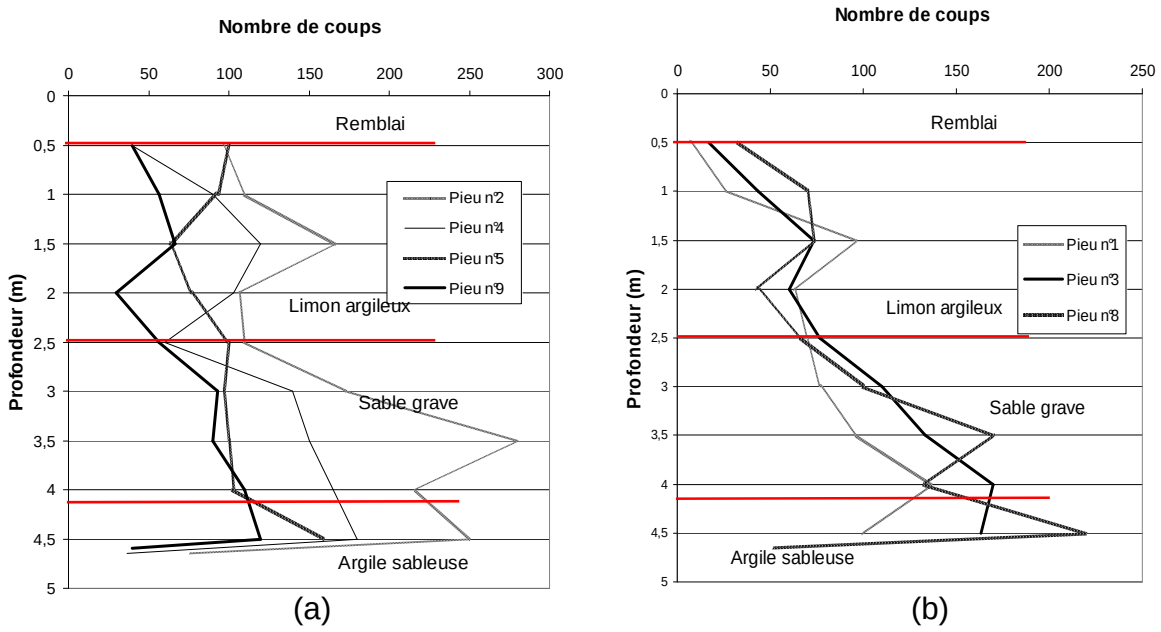


Figure 32. Courbes de battage des pieux n°2, n°4, n°5, n°9 (a) et n°1, n°3, n°8 (b)

La Figure 32 montre que, pour un même enfoncement, le nombre de coups donnés aux pieux augmente en fonction de la profondeur de pénétration dans le sol. Le nombre de coups enregistré pour obtenir un enfoncement de 50 cm dans les sables graves est supérieur à celui enregistré dans le limon argileux pour un même enfoncement. Cette augmentation (particulièrement visible sur la Figure 32b, c'est-à-dire pour les pieux n°1, n°3 et n°8) est en accord avec les caractéristiques géotechniques du terrain présentées dans le Tableau 7.

5.4 Puissance sonore induite par le battage des pieux

Le niveau acoustique L_{Aeq} (exprimé en dBA) émis par le battage des pieux en bois a été mesuré avec des sonomètres placés à différentes distances (5, 10, 15, 20 et 25 m) du trépideur. Le Tableau 10 et la Figure 33 présentent les valeurs enregistrées sur site, ainsi que l'évolution du niveau sonore en fonction de la distance au trépideur.

Tableau 10. Niveau acoustique mesuré sur site

L_{Aeq} (dBA)	**5 m**	**10 m**	**15 m**	**20 m**	**25 m**
Pieu n°2	113	110	104	102	99
Pieu n°8	111	106	102	100	99
Pieu n°9	114	108	104	100	98

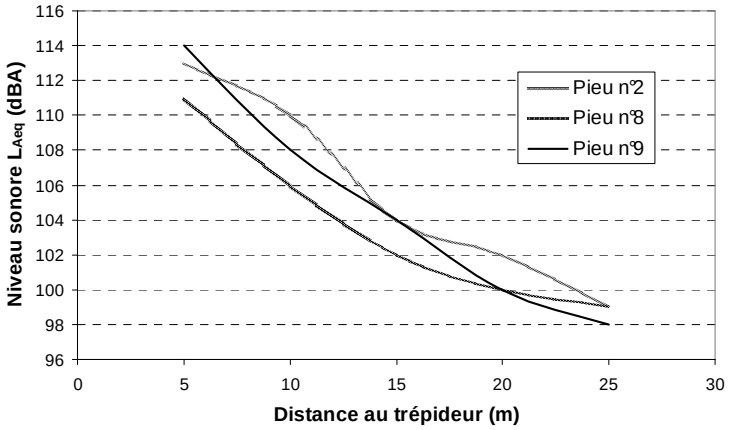


Figure 33. Evolution du niveau sonore en fonction de la distance au trépideur

Dans le cas de nuisances sonores, la législation en vigueur impose de prendre en compte le temps d'exposition à la source sonore, la puissance de la source, sa stabilité et sa variabilité. Il convient donc de limiter le temps d'exposition au bruit en fonction de sa puissance.

Selon la Réglementation Bruit Bâtiment, fixée par le Code de la Santé Publique, le Code du Travail ainsi que le Code Général des Collectivités Territoriales, le niveau d'exposition quotidien au bruit (moyenne du bruit subi par un salarié durant une journée de travail de 8 heures, en dB(A)) ne doit pas dépasser 87 dBA.
Le battage d'un pieu en bois durant en moyenne entre 3 et 5 minutes, le niveau sonore émis par le trépideur était donc conforme à la législation.

6 Réalisation et résultats des essais de chargement

6.1 Nature des essais

Les huit pieux en bois battus sur le plot expérimental ont été chargés en compression, selon la procédure établie dans la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) et le mode opératoire LCPC. Comme indiqué dans la Partie I, § 4.2, le dispositif d'instrumentation des pieux dans lequel ont été introduits les extensomètres amovibles préalablement aux essais de chargement a permis de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement.

6.2 Montage et matériel utilisé

Le massif de réaction était composé d'une poutre de chargement constituée de deux HEB 900 accolés et soudés de 6,50 m de long. Deux traverses, chacune constituée de deux IPE 180 (entraxe de 4 cm entre les deux IPE) avec renforts au niveau de l'âme de 3 m de long étaient posées perpendiculairement aux extrémités de la poutre (Figure 34). Des barres de forage R38 assuraient la transmission des efforts aux micropieux.
La poutre reposait, entre deux essais de chargement, sur deux tours d'échafaudages distantes de 3 m.

Figure 34. Massif de réaction

Les efforts en tête des pieux ont été appliqués à l'aide d'un vérin de 3 MN et d'une pompe hydraulique à pilotage manuel. Ils étaient contrôlés avec un manomètre 0-100 MPa et un peson annulaire de capacité maximale 2,5 MN. Une rotule a été installée au-dessus du vérin afin de limiter la transmission des moments de flexion pouvant apparaître du fait d'un léger excentrement dû à la mise en place des pieux dans le sol. Des plaques métalliques, posées sur la rotule, assuraient le contact entre la poutre de chargement et la rotule (Figure 35).

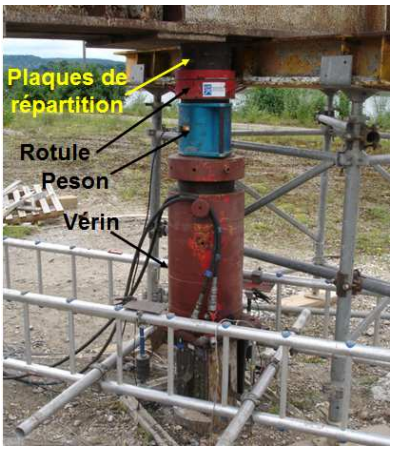


Figure 35. Dispositif de chargement

L'enfoncement des pieux dans le sol a été mesuré avec quatre capteurs potentiométriques de course 100 mm, également répartis sur la périphérie et montés sur des bases de référence fixes.

Malgré la protection de la tête des pieux avec un casque métallique lors du battage, certaines ont fissuré par endroit sous l'impulsion des coups du trépideur. Un casque de protection a donc été mis en place durant les essais afin de limiter la fracturation des têtes (Figure 36).

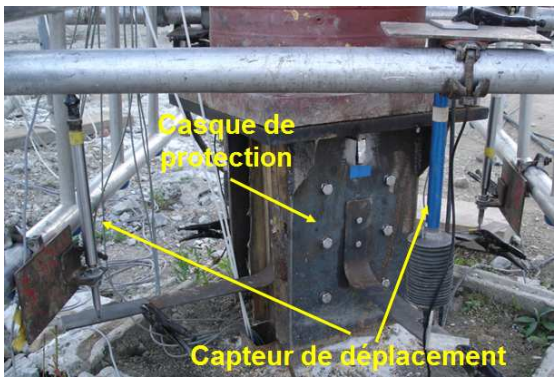


Figure 36. Casque de protection et capteurs de déplacement

6.3 Programme expérimental

Le premier essai de chargement a été réalisé sur le pieu n°10 en chêne, non instrumenté avec des extensomètres amovibles. La norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) recommande d'appliquer les charges par incréments égaux à 0,1 $R_{c,cal}$, pendant une durée égale à 1 heure. Le pieu a donc été chargé par paliers égaux à 50 kN, sa portance limite ayant été évaluée à 500 kN.

Selon la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), la rupture d'un pieu circulaire sous charge axiale est atteinte lorsque l'enfoncement de la tête du pieu est supérieur à 10 % de son diamètre. Ce critère a été retenu pour l'essai de chargement du pieu n°10 (soit un enfoncement maximum de la tête égal à 27 mm (Tableau 1)).

Lors de l'essai de chargement, la portance limite du pieu n°10 a été mesurée à 190 kN (Figure 38). Les deux premiers paliers ont duré 30 minutes et les deux derniers 60 minutes.

Ce premier essai a permis de modifier et d'ajuster les valeurs des incréments de charge pour les autres essais. Les paliers de chargement ont été fixés à 20 kN, conformément à la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999).
Le critère de rupture des pieux établi dans la norme NF P 94-150-1 (AFNOR, 1999) a été conservé pour les six autres essais de chargement (les paliers de chargement du pieu n°1 ont néanmoins été modifiés suite à un problème de mesure sur le peson). Ils ont été arrêtés lorsque l'enfoncement de la tête des pieux a atteint 10 % de leur diamètre, soit un enfoncement compris entre 22 et 32 mm en fonction des valeurs des diamètres indiquées dans le Tableau 1.
La Figure 37 présente la durée des incréments de charge retenue pour les six autres essais de chargement.

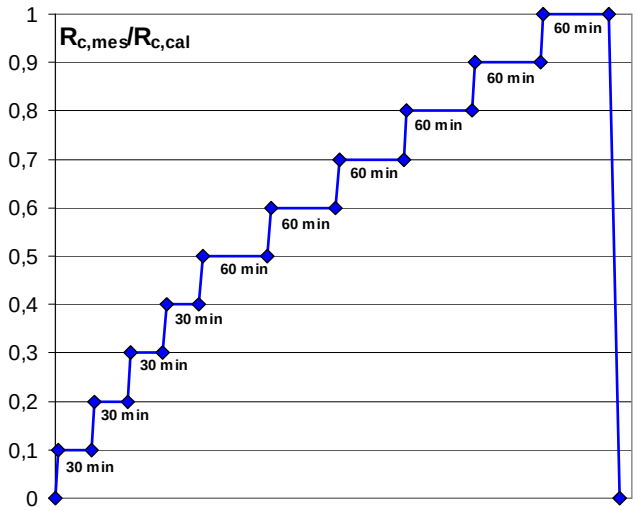


Figure 37. Durée des incréments de charge

6.4 Résultats des essais de chargement

6.4.1 Portances limites des pieux

<u>Courbes de chargement</u>

Les huit essais de chargement permettent de comparer les comportements mécaniques des différentes essences de bois dans le sol. L'évolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la charge appliquée est représentée sur la Figure 38.

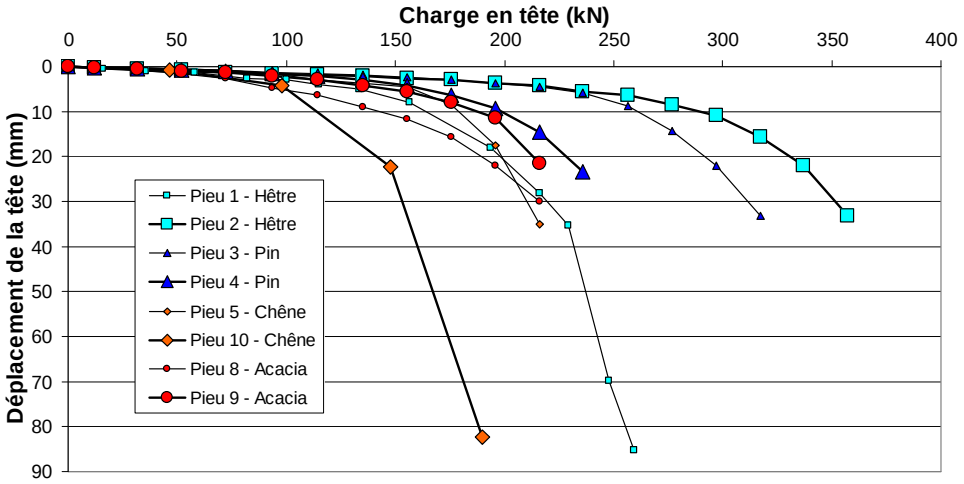


Figure 38. Evolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la charge appliquée en tête

Le pieu n°2 (hêtre) présente la portance limite la plus élevée. Elle est égale à 358 kN, celle du pieu n°1 (hêtre) atteint 260 kN.
Les portances limites des pieux n°3 (pin) et n°4 (pin) atteignent respectivement 317 et 236 kN.
Les deux pieux en chêne présentent des portances limites similaires, égales à 190 kN (pieu n°10) et 216 kN (pieu n°5). Celles des deux pieux en acacia sont identiques et égales à 216 kN.
Les valeurs élevées des paliers de chargement appliqués en tête du pieu n°10 permettent d'expliquer la forme particulière de sa courbe de chargement (Figure 38) par rapport à celles des autres pieux.

La Figure 39 présente l'évolution de la contrainte de chargement appliquée en tête des pieux en fonction du déplacement mesuré en tête.

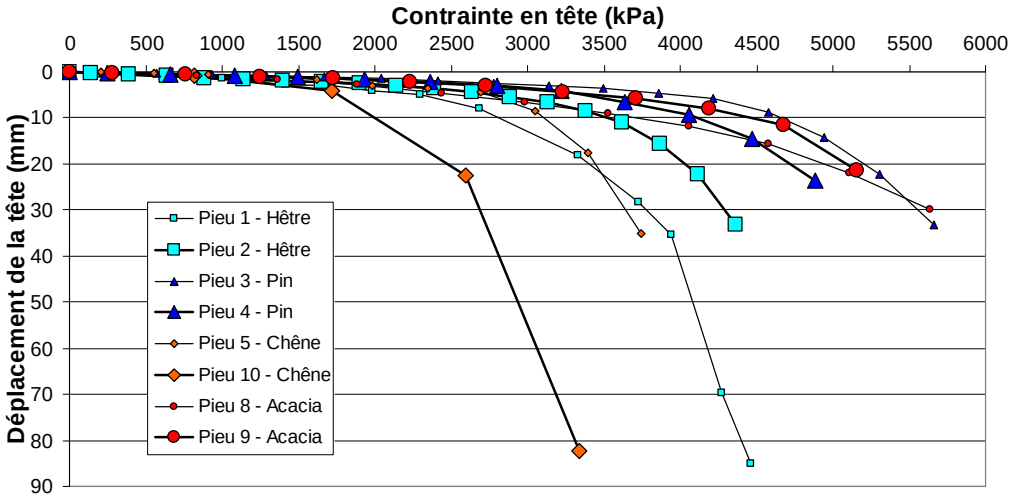


Figure 39. Evolution du déplacement de la tête des pieux en fonction de la contrainte appliquée en tête

Deux catégories de pieux peuvent être mises en évidence sur la Figure 39 :

- La première, constituée des pieux en acacia et en pin, présente des contraintes de chargement limites $\sigma_{c,mes}$ comprises entre 4900 et 5660 kPa. Les contraintes maximales mesurées en tête des pieux en acacia diffèrent de 477 kPa, tandis que celles mesurées en tête des pieux en pin diffèrent de 776 kPa ;
- La deuxième catégorie, constituée des pieux en chêne et en hêtre, présente des contraintes de chargement limites $\sigma_{c,mes}$ plus faibles et comprises entre 3340 et 4460 kPa. Les contraintes maximales mesurées en tête des pieux en chêne diffèrent de 406 kPa, tandis que celles mesurées en tête des pieux en hêtre diffèrent de 98 kPa.

Selon la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009), les valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale des résineux et des feuillus (notées $f_{c,0,k}$) sont respectivement comprises entre 16 et 29 MPa et entre 18 et 34 MPa.
Les résistances en compression axiale et les limites élastiques des éprouvettes de bois mesurées par Navi et Heger, (2005) et Natterer et al., (2004) sont respectivement égales à 40 et 33 MPa et à 38 et 35 MPa.
Les contraintes appliquées sur les pieux en bois (en moyenne égales à 5,2 MPa) sont donc 3 à 5 fois plus faibles que les valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale établies dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009).
Elles sont également 6 à 7 fois plus faibles que les limites élastiques mesurées par Navi et Heger, (2005) et Natterer et al., (2004).
On considérera donc, dans la suite du chapitre, que les différents tronçons des pieux présentaient un comportement élastique lors des essais de chargement.

Vitesse d'enfoncement des pieux

La vitesse d'enfoncement critique correspond au seuil critique à partir duquel sont mesurées de grandes vitesses d'enfoncement du pieu pour une faible augmentation de la charge appliquée en tête. Les taux de mobilisation des résistances de frottement et de pointe sont alors maximaux.
La charge correspondant à la vitesse d'enfoncement critique ($R_{critique}$) est déterminée graphiquement comme l'abscisse du point d'intersection entre les deux asymptotes tracées de part et d'autre du point d'inflexion de la courbe. Le tassement de la tête des pieux a été mesuré entre 3 et 25 minutes (palier de 30 minutes) ou entre 3 et 55 minutes (palier de 60 minutes).
La Figure 40 et la Figure 41 présentent la vitesse d'enfoncement des pieux (exprimée en mm/min) en fonction des charges et contraintes appliquées en tête.

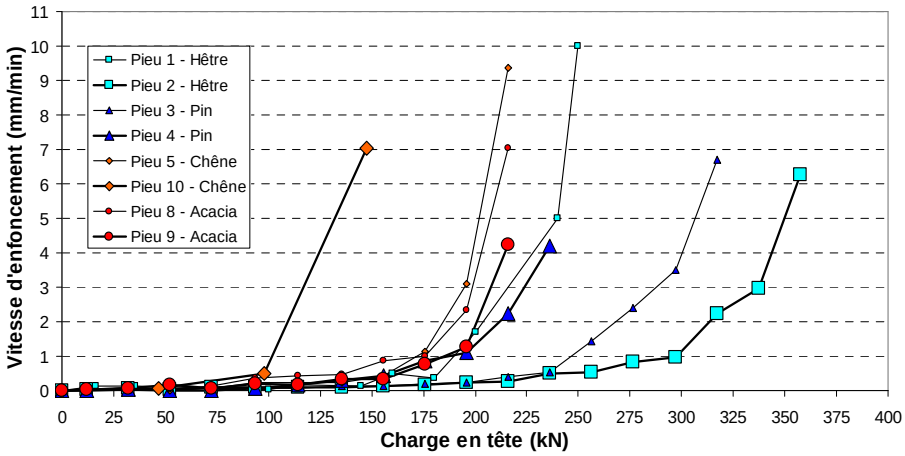


Figure 40. Evolution de la vitesse d'enfoncement des pieux en fonction de la charge appliquée en tête

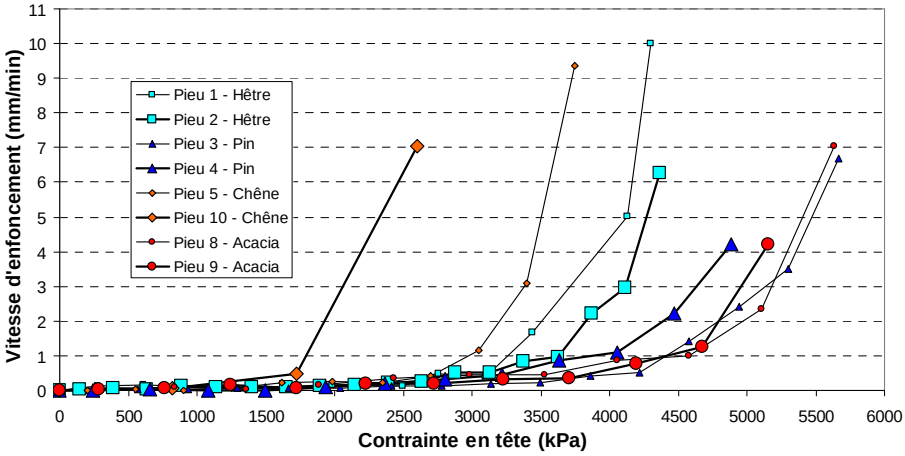


Figure 41. Evolution de la vitesse d'enfoncement des pieux en fonction de la contrainte appliquée en tête

Synthèse

Le Tableau 11 récapitule les valeurs des portances et des contraintes limites des différents pieux, ainsi que les charges et les contraintes correspondant à la vitesse d'enfoncement critique.

Tableau 11. Portances et contraintes limites des pieux en bois

	Pieu n°1 Hêtre	Pieu n°2 Hêtre	Pieu n°3 Pin	Pieu n°4 Pin	Pieu n°5 Chêne	Pieu n°10 Chêne	Pieu n°8 Acacia	Pieu n°9 Acacia
$R_{c,mes}$ (kN)	260	358	317	236	216	190	216	216
$R_{critique}$ (kN)	225	295	240	200	175	140	185	175
$R_{critique}/R_{c,mes}$ (%)	*86,5*	*82,5*	*75,7*	*84,7*	*87,5*	*73,8*	*85,6*	*81,0*
$\sigma_{c,mes}$ (MPa)	4,46	4,36	5,66	4,89	3,75	3,34	5,63	5,16
Classe $f_{c,o,k}$ (MPa)	C30 23	C30 23	C30 23	C30 23	D35 25	D35 25	D35 25	D35 25
$\sigma_{c,mes}/f_{c,o,k}$ (%)	*19,4*	*18,9*	*24,6*	*21,2*	*15,0*	*13,4*	*22,5*	*20,6*
$\sigma_{critique}$ (MPa)	3,75	4,00	4,96	4,10	3,15	1,72	4,94	4,53
$\sigma_{critique}/\sigma_{c,mes}$ (%)	*84,1*	*91,7*	*87,6*	*83,8*	*84,0*	*50,6*	*87,7*	*87,8*

Les contraintes $\sigma_{critique}$ correspondant aux vitesses d'enfoncement critique sont égales en moyenne à 86 % des portances limites des pieux mesurées (Tableau 11) (mis à part le pieu n°10 pour lequel le ratio $\sigma_{critique}/\sigma_{c,mes}$ vaut 50,6 %).
Les contraintes limites $\sigma_{c,mes}$ appliquées sur les pieux en bois sont égales en moyenne à 21 % des valeurs caractéristiques de la résistance à la compression axiale établies dans la norme NF EN 338 (AFNOR, 2009).

6.4.2 Méthodes de calcul des efforts et incertitudes

Discrétisation du pieu en tronçons

Les pieux en bois ont été discrétisés en 5 tronçons de 75 cm de longueur, notés de A à E (Figure 42) et instrumentés avec un chapelet d'extensomètres constitués de jauges de déformation et de bloqueurs (Partie I, § 4).

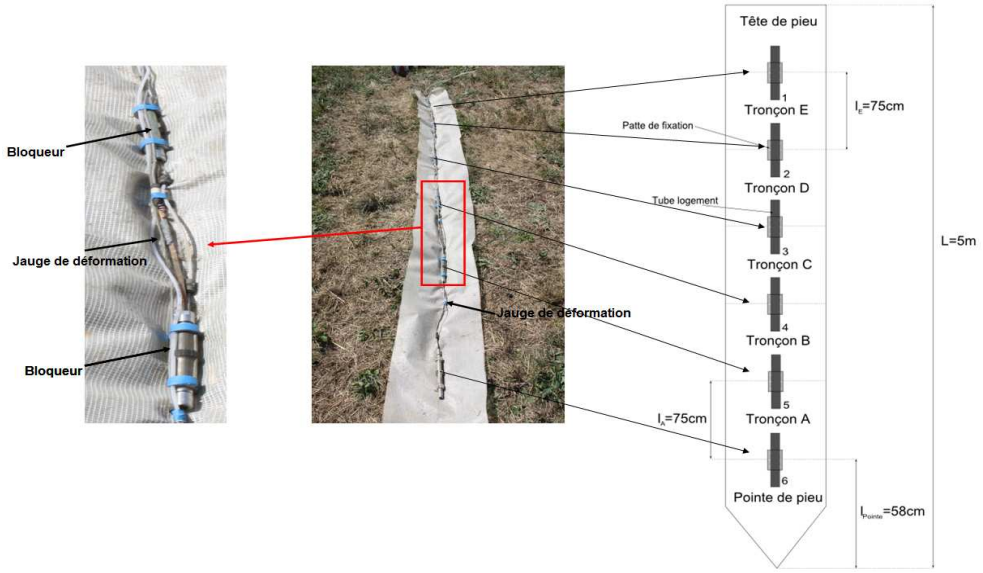


Figure 42. Instrumentation des pieux en bois avec les extensomètres amovibles

Calcul de la résistance de frottement et du frottement latéral unitaire des tronçons

La déformation ε_i de chaque tronçon i des pieux est proportionnelle à la charge R_i :

$$R_i = E_{bois} S_{trans,i} \varepsilon_i = E_{bois} A_{trans,i} \frac{\Delta l_i}{l_i} \qquad (6)$$

Avec E_{bois} le module d'élasticité du pieu, $A_{trans,i}$, l_i et Δl_i la section transversale, la longueur et la déformation du tronçon i.

Le frottement latéral unitaire $q_{s,mes,i}$ du tronçon i est calculé à partir de l'expression suivante :

$$q_{s,mes,i} = \frac{R_i - R_{i+1}}{A_{lat,i}} \qquad (7)$$

Avec $A_{lat,i}$ la surface latérale du tronçon i en contact avec le sol, définie à partir de la géométrie du pieu (Tableau 1).

Le tube en acier à section rectangulaire de 8 cm de largeur et 4,63 m de longueur protégeant le chapelet d'extensomètres était situé sur la surface latérale du pieu (Partie I, § 4). La résistance de frottement de ce tube dans le sol, calculée à partir des règles établies dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), est égale à 12 kN. Sa valeur est soustraite à celle du frottement mesurée pour l'ensemble « pieu en bois + tube en acier » afin de ne retenir que les valeurs de la résistance de frottement des pieux en bois dans le sol.

Calcul de la résistance de la pointe

Le bloqueur n°6 étant situé à 58 cm au-dessus de l'extrémité de la pointe du pieu (Figure 42), l'absence de jauge de déformation au niveau de la pointe ne permet pas de mesurer directement la résistance de la pointe.

Elle est alors calculée en extrapolant l'effort repris par le tronçon A : la différence des efforts repris par la pointe (R_b) et le tronçon A (R_A) est supposée égale à celle des efforts repris par les tronçons A et B (R_B), au prorata des longueurs des tronçons :

$$R_b = R_A - \frac{R_B - R_A}{l_b / l_A} \qquad (8)$$

La résistance de pointe unitaire est obtenue en divisant la résistance de pointe par la section transversale de la pointe des pieux.

Incertitude relative sur les résultats des mesures

Les étalonnages des jauges de déformation en laboratoire avant et après les essais de chargement permettent d'évaluer l'incertitude relative sur les mesures des efforts et des frottements latéraux unitaires. L'incertitude sur les déformations unitaires varie, selon les rubans, entre 0,3 et 2 % (avec une incertitude moyenne sur les 5 rubans égale à 0,9 %).

Les incertitudes liées à l'instrumentation des pieux, à leur inclinaison dans le sol ainsi qu'à l'excentrement de la charge appliquée lors des essais sur les valeurs du frottement latéral unitaire restent difficiles à évaluer.

L'incertitude sur la valeur de la force appliquée a été déterminée lors de l'étalonnage du peson en laboratoire et vaut 2 kN. Cette valeur est égale en moyenne à 0,8 % des portances limites des pieux mesurées sur site et sera négligée dans la suite du chapitre.

6.4.3 Dépouillement des essais

Principe des mesures

1ère étape : Mesure des déformations élastiques des tronçons

La Figure 43 présente les déformations (en µm/m) du bas de chaque tronçon en fonction de la profondeur et des efforts appliqués en tête des pieux. Les courbes de chargement et de vitesse d'enfoncement du pieu n°1 (hêtre) sont également représentées.

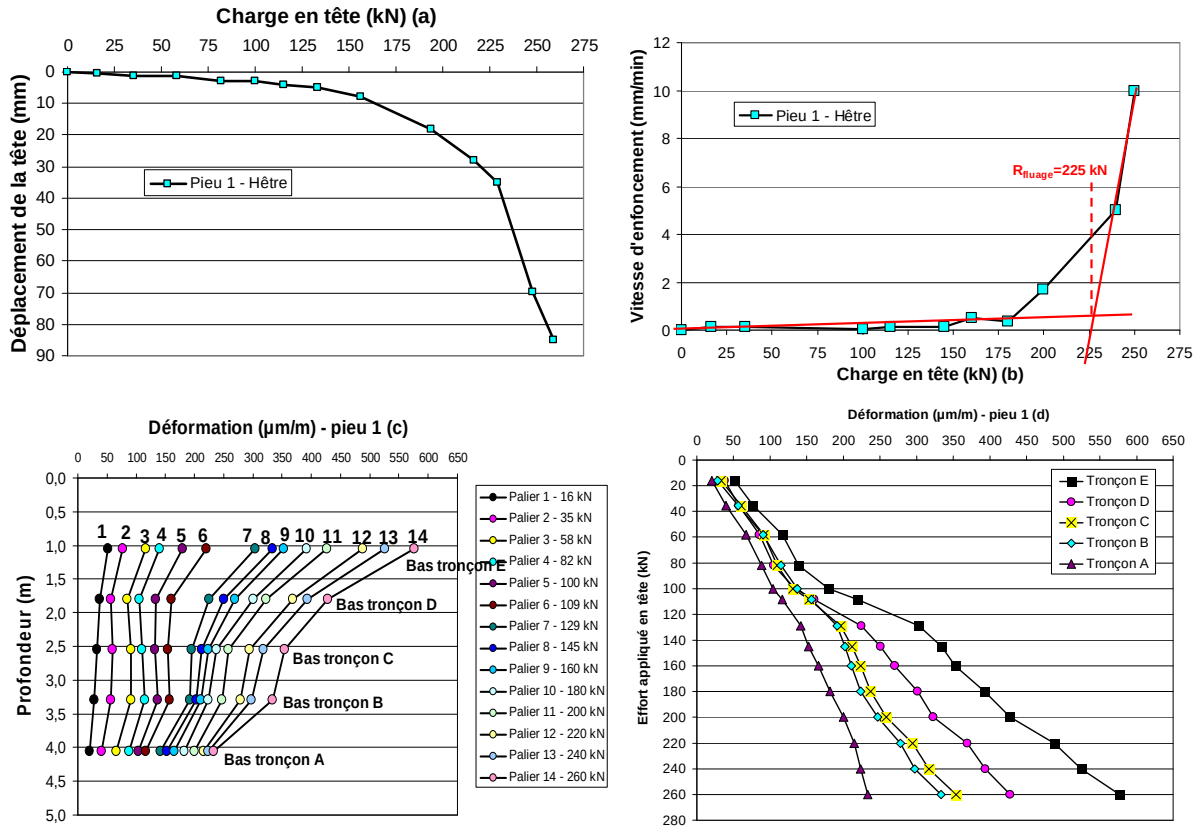


Figure 43. Evolution de la charge en tête du pieu n°1 en hêtre en fonction du déplacement en tête (a) et de la vitesse d'enfoncement (b) ; Evolution des déformations des tronçons du pieu n°1 en fonction de la profondeur (c) et de l'effort appliqué en tête (d)

D'après la Figure 43b, la charge correspondant à la vitesse d'enfoncement critique du pieu n°1 est égale à 225 kN. A effort constant, les déformations les plus importantes sont mesurées sur le tronçon E, situé en dessous de la tête du pieu (Figure 43c et Figure 43d). La diminution progressive des déformations du tronçon E jusqu'au tronçon A montre que chaque tronçon reprend une partie de l'effort appliqué en tête des pieux par frottement avec le sol.

2ème étape : Distribution des efforts en fonction de la profondeur

Les efforts repris par les différents tronçons des pieux sont calculés à partir des déformations mesurées (Figure 43c), de leur longueur et du module d'élasticité global des pieux (Figure 44).

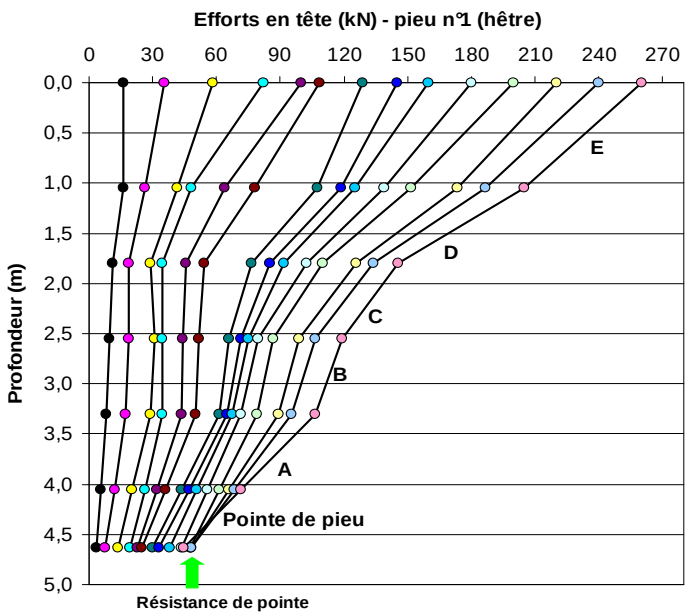


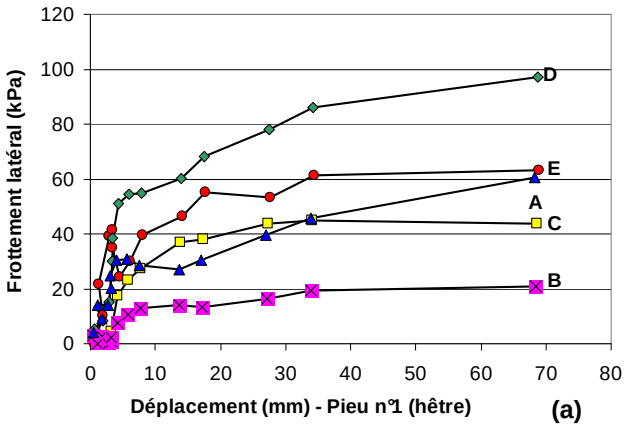
Figure 44. Distribution des efforts en fonction de la profondeur (pieu n°1 – hêtre)

3ème étape : Evolution du frottement latéral unitaire des tronçons en fonction de leur déplacement et calcul de la résistance de pointe

Le frottement latéral unitaire q_{si} repris chaque tronçon i du pieu est calculé à partir de l'expression suivante (Partie II, § 6.4.2) :

$$q_{si} = \frac{R_i - R_{i+1}}{A_{lat,i}} \qquad (9)$$

La Figure 45a présente l'évolution du frottement latéral unitaire des tronçons du pieu n°1 en fonction de leur déplacement dans le sol.



Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	$q_{s,\ pieu\ 1}$ (MPa)	$q_{p,\ pieu\ 1}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,060	
Limon argileux	1,80	D	0,089	
Sable grave	2,55	C	0,041	
Sable grave	3,30	B	0,015	
Sable grave	4,05	A	0,054	
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,057	0,95

(b)

Figure 45. Evolution du frottement latéral unitaire des tronçons du pieu n°1 en fonction de leur déplacement (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

Les courbes de mobilisation du frottement présentées sur la Figure 45a sont constituées d'une phase pseudo-linéaire initiale, suivie d'une phase de transition à non linéarité croissante (marquée par une rupture de pente) et d'un plateau (ou un pic) caractéristique du frottement latéral maximum mesuré entre le tronçon et le sol.

La Figure 44 montre que la résistance de pointe du pieu n°1 en hêtre est égale à 44 kN.
La portance limite du pieu n°1 mesurée lors des essais vaut 260 kN. Sa résistance de frottement est égale à 196 kN (soit 52 kPa) et sa résistance de pointe à 44 kN (soit 950 kPa).

Cas particuliers : mesures des efforts repris par les pieux n°2 (hêtre) et n°9 (acacia)
Sur les sept pieux instrumentés avec des extensomètres amovibles (on rappelle que le pieu n°10 n'a pas été instrumenté sur site pour des raisons techniques), les pieux n°2 en hêtre et n°9 en acacia présentent des distributions d'efforts particulières : les tronçons E et D reprennent des efforts supérieurs à ceux appliqués en tête (Figure 46).
L'étude de ces cas particuliers est présentée pour le pieu n°2 en hêtre. Une démarche similaire a été adoptée pour le pieu n°9 en acacia.

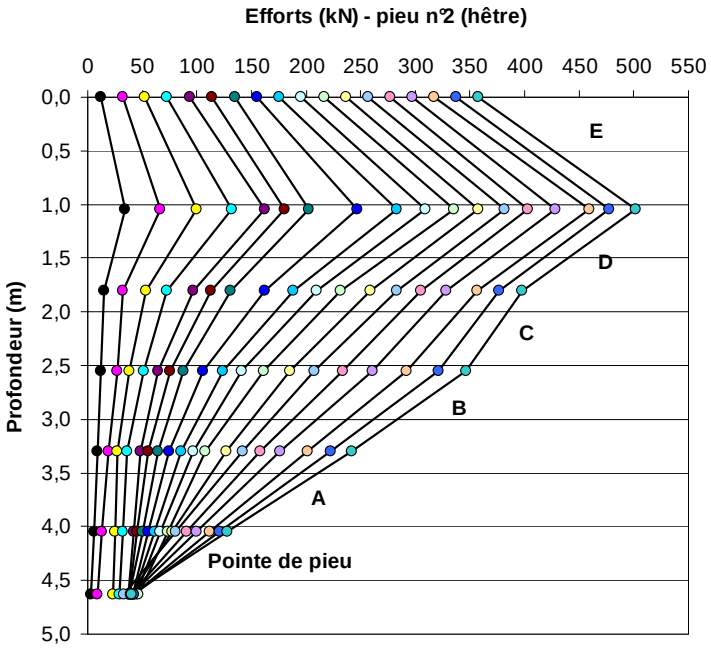


Figure 46. Distribution des efforts en fonction de la profondeur (pieu n°2 – hêtre)

Plusieurs hypothèses peuvent expliquer cette distribution des charges :

- Les pieux étaient inclinés par rapport à la verticale, conséquence de l'absence de guide de battage. Le dispositif d'instrumentation a été installé sur la surface latérale des pieux et non au centre de leur section. Le moment de flexion lié à l'inclinaison des pieux, conjugué à l'excentrement du dispositif d'instrumentation a pu conduire à des déformations différentielles qui sont venues s'ajouter aux déformations axiales ;
- Le bois est un matériau hétérogène et anisotrope. Son module d'élasticité varie d'un tronçon à un autre. Cependant, nous avons considéré que le module d'élasticité de chaque tronçon était égal au module d'élasticité global des pieux ;
- Suite à l'impact du trépideur sur la tête des pieux, l'apparition de fissures sur certains tronçons a pu fragiliser la structure interne du bois et conduire à des déformations importantes du bois lors de l'essai ;
- Une fois le chapelet d'extensomètres introduit dans le dispositif d'instrumentation, les bloqueurs se situaient dans les tubes de logement, solidaires des pattes de fixation vissées

dans le bois (Partie I, § 4.2). Un jeu entre la patte de fixation et le bois a pu apparaître suite à la mise en tension du chapelet et à la mise sous pression des bloqueurs ;

- Les griffes des bloqueurs, une fois mis sous pression, étaient en contact avec la paroi des tubes de logement. L'eau ou les impuretés dans les tubes (dispositif d'instrumentation non étanche) ont pu entraîner un défaut d'accrochage et donc un glissement des griffes sur la paroi des tubes de logement.

Deux méthodes ont été envisagées pour corriger les distributions des charges reprises par les pieux n°2 et n°9.

Méthode n°1 : Cette méthode consiste à interpoler linéairement les efforts repris par les tronçons C, D et E et ceux mesurés en tête. Les lois de mobilisation du frottement en fonction du déplacement tiennent compte de ces modifications (Figure 47).

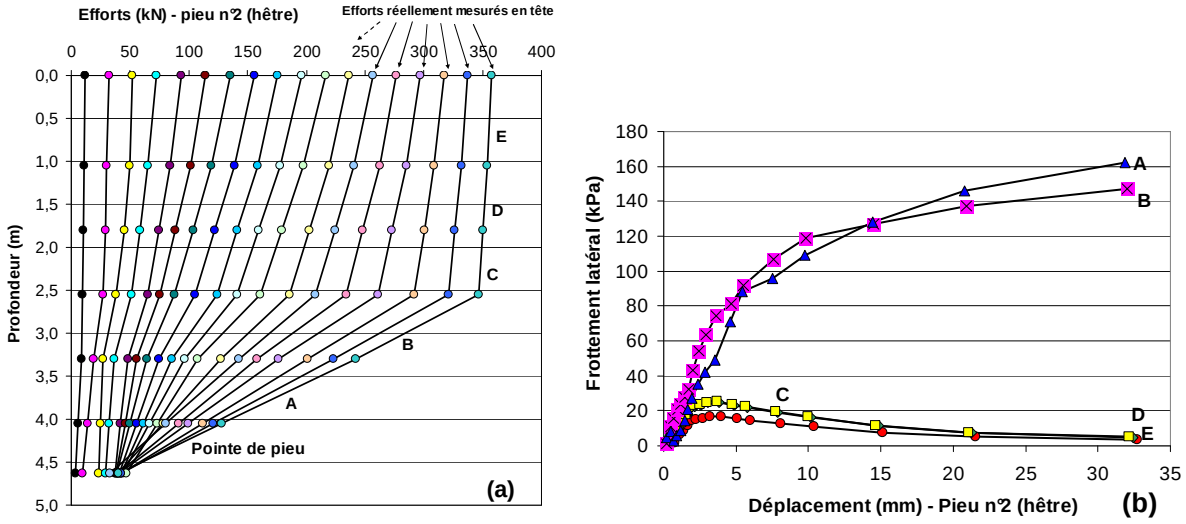


Figure 47. Distribution des efforts en fonction de la profondeur corrigée selon la méthode n°1 (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°2 en hêtre

Méthode n°2 : Pour chaque palier de chargement, l'effort repris pour le tronçon E du pieu n°2 (respectivement du pieu n°9) en hêtre (respectivement en acacia) est supposé égal à celui repris par le tronçon E du pieu n°1 (respectivement du pieu n°8), lui aussi en hêtre (respectivement en acacia). Le pourcentage de diminution obtenu en passant de l'effort en tête à l'effort repris par le tronçon E est ensuite appliqué aux efforts repris par les autres tronçons des pieux.

La Figure 48 présente la distribution des efforts dans le pieu n°2 après correction, ainsi que les lois de mobilisation du frottement des tronçons.

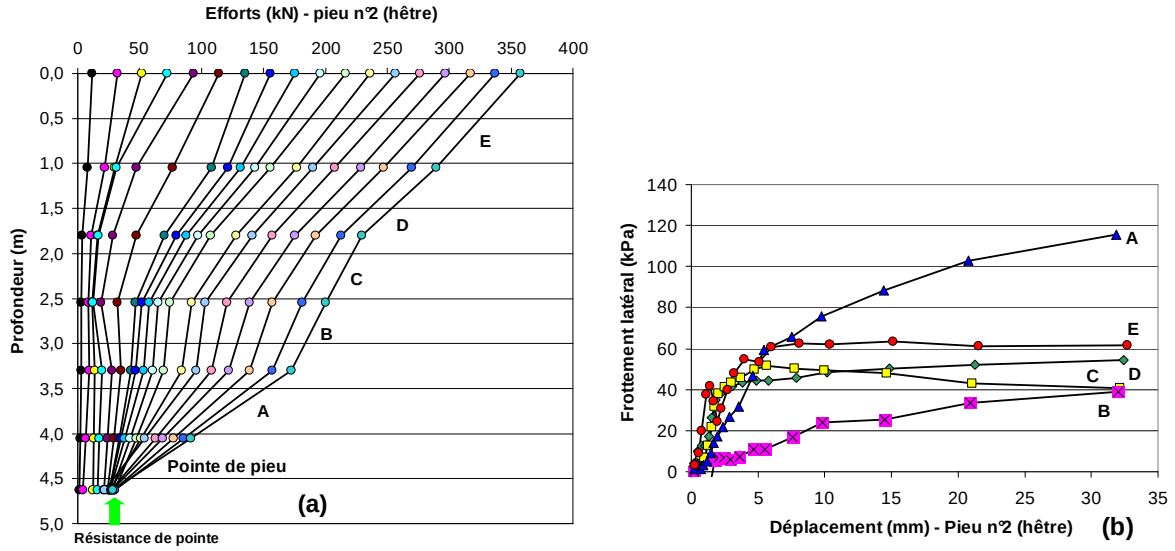


Figure 48. Distribution des efforts en fonction de la profondeur corrigée selon la méthode n°2 (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°2 en hêtre

Le Tableau 12 présente les valeurs du frottement latéral unitaire du pieu n°2 (hêtre) calculées à partir des méthodes n°1 et n°2.

Tableau 12. Frottements latéraux unitaires des tronçons du pieu n°2 calculés selon les méthodes n°1 et n°2

Tronçons	Frottements latéraux unitaires du pieu n°2 (hêtre) calculés selon la méthode n°1, $q_{s,\ \text{pieu n°2, méthode n°1}}$ (MPa)	Frottements latéraux unitaires du pieu n°2 (hêtre) calculés selon la méthode n°2, $q_{s,\ \text{pieu n°2, méthode n°2}}$ (MPa)
Tronçon E	0,017	0,062
Tronçon D	0,025	0,054
Tronçon C	0,026	0,037
Tronçon B	0,15	0,034
Tronçon A	0,16	0,11

La méthode n°1 ne modifie que les valeurs des efforts supérieures à la charge appliquée en tête, contrairement à la méthode n°2 dans laquelle un coefficient de rabattement est appliqué à l'ensemble des efforts repris par les tronçons.
Dans la mesure où la méthode n°2 tient compte du frottement latéral unitaire du tronçon E mesuré sur le pieu n°1 en hêtre (respectivement le pieu n°8 en acacia), elle a été retenue pour corriger la distribution des efforts du pieu n°2 (respectivement du pieu n°9).

La portance limite du pieu n°2 mesurée sur site vaut 358 kN. Sa résistance de frottement est égale à 290 kN (soit 64,6 kPa) et sa résistance de pointe à 34 kN (soit 500 kPa).

6.4.4 Rappels des résultats des mesures pour les pieux en hêtre

Le Tableau 13 rappelle les caractéristiques pressiométriques du sol et les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en hêtre.

Tableau 13. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en hêtre

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 1}$ (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 2}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 1}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 2}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,060	0,060		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,089	0,054		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,041	0,037		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,015	0,034		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,054	0,110		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,057	0,113	0,92	0,50

Le Tableau 13 montre que les résistances des deux pieux en hêtre diffèrent dans la mesure où :

- les frottements latéraux unitaires limites des tronçons du pieu n°2 situés dans les sables graves sont en moyenne 1,5 fois plus élevés que ceux du pieu n°1. A l'inverse, le frottement latéral unitaire limite du tronçon D du pieu n°1 est supérieur à celui du pieu n°2 ;
- la résistance de pointe unitaire du pieu n°1 est 84 % plus élevée que celle du pieu n°2.

6.4.5 Distribution des charges dans les pieux en pin

La Figure 49 et la Figure 50 illustrent la distribution des efforts le long des pieux n°3 et n°4 en pin ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

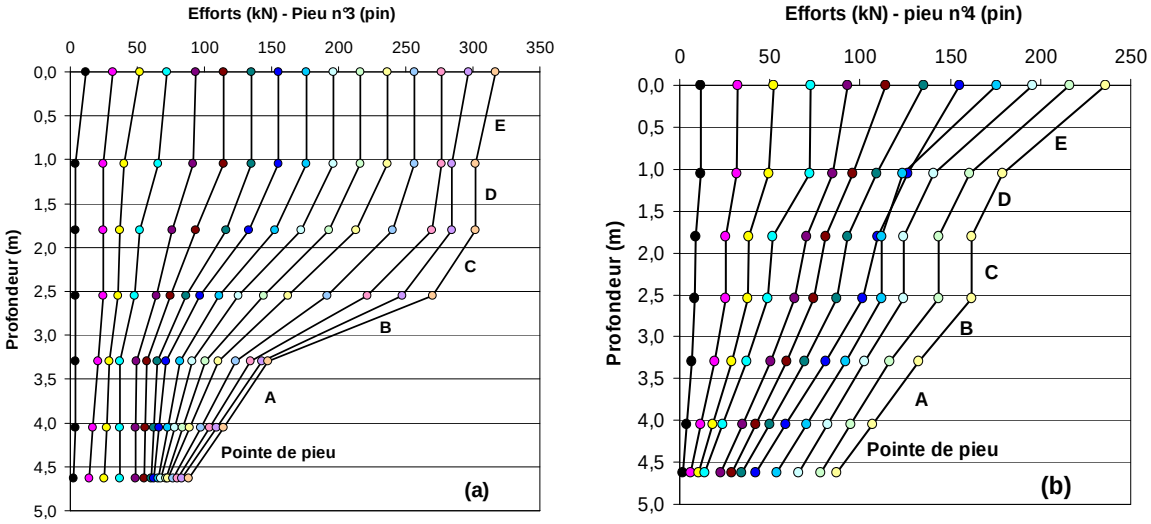


Figure 49. Distribution des charges le long des pieux en pin n°3 (a) et n°4 (b)

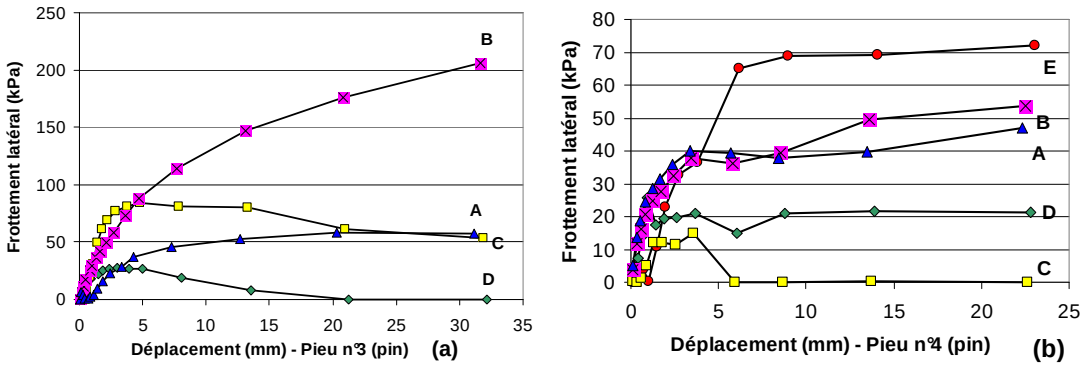


Figure 50. Courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire des pieux en pin n°3 (a) et n°4 (b)

La portance limite du pieu n°3 en pin vaut 317 kN. Sa résistance de frottement est égale à 218 kN (soit 58,8 kPa) et sa résistance de pointe à 92 kN (soit 2000 kPa). Les résistances de frottement et de pointe sont respectivement calculées en sommant les résistances de frottement des différents tronçons et à partir de la résistance de pointe unitaire limite dont la valeur est donnée dans le Tableau 14.
La portance limite du pieu n°4 en pin vaut 236 kN. Sa résistance de frottement est égale à 131 kN (soit 37,6 kPa) et sa résistance de pointe 87 kN (soit 2075 kPa).

Le Tableau 14 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en pin.

Tableau 14. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en pin

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 3}$ (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 4}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 3}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 4}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0	0,070		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,025	0,023		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,080	0,011		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,175	0,045		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,051	0,037		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,055	0,040	2,00	2,08

Les frottements latéraux unitaires limites des tronçons D et E du pieu n°3 sont inférieurs à ceux des tronçons C, B et A.
Le Tableau 14 montre que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons du pieu n°3 sont supérieurs à ceux du pieu n°4, quelle que soit la nature de la couche de sol.
Enfin, les résistances de pointe unitaire des deux pieux diffèrent de 4 %.

Les typologies des courbes (pic ou palier) présentées sur la Figure 50 semblent donc être indépendantes des propriétés mécaniques et de la nature des couches de sol : les courbes de mobilisation du frottement du tronçon D présentent soit un pic (pieu n°3), soit un palier (pieu n°4).

6.4.6 Distribution des charges dans le pieu en chêne

La Figure 51 illustre la distribution des efforts le long du pieu n°5 en chêne ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

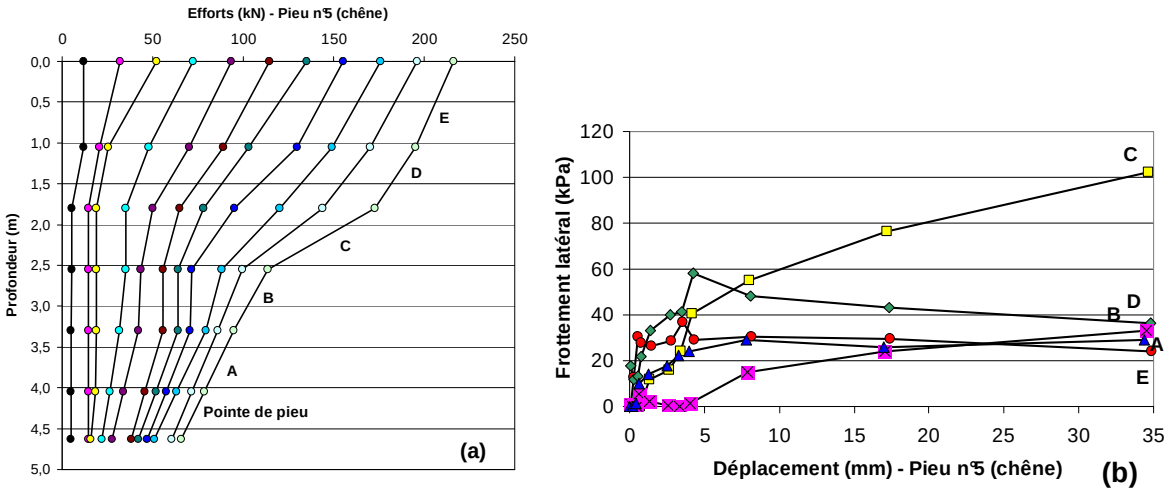


Figure 51. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°5 en chêne

La portance limite du pieu n°5 en chêne vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 130 kN (soit 35 kPa) et sa résistance de pointe à 66 kN (soit 1471 kPa).
Le Tableau 15 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en chêne.

Tableau 15. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en chêne

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 5}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 5}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,026	
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,037	
Sable grave	2,55	C	0,55	0,074	
Sable grave	3,30	B	1,06	0,022	
Sable grave	4,05	A	1,08	0,021	
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,024	1,47

Le Tableau 15 montre que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons E et D sont supérieurs à ceux des tronçons C, B et A situés dans les sables graves.
Le frottement latéral unitaire limite de la pointe du pieu dans l'argile sableuse est légèrement supérieur à celui des tronçons B et A (sables graves), alors que la pression limite mesurée dans cette couche est nettement inférieure à celle des sables graves.

6.4.7 Distribution des charges dans les pieux en acacia

La Figure 52 et la Figure 53 illustrent la distribution des efforts le long des pieux n°8 et n°9 en acacia ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

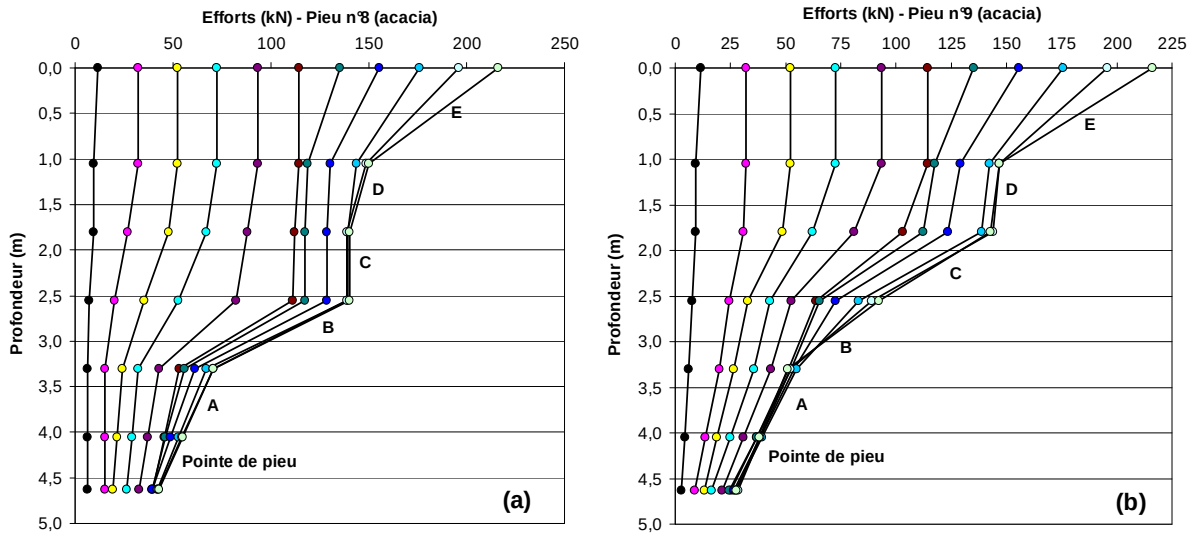


Figure 52. Distribution des charges et le long des pieux en acacia n°8 (a) et n°9 (b)

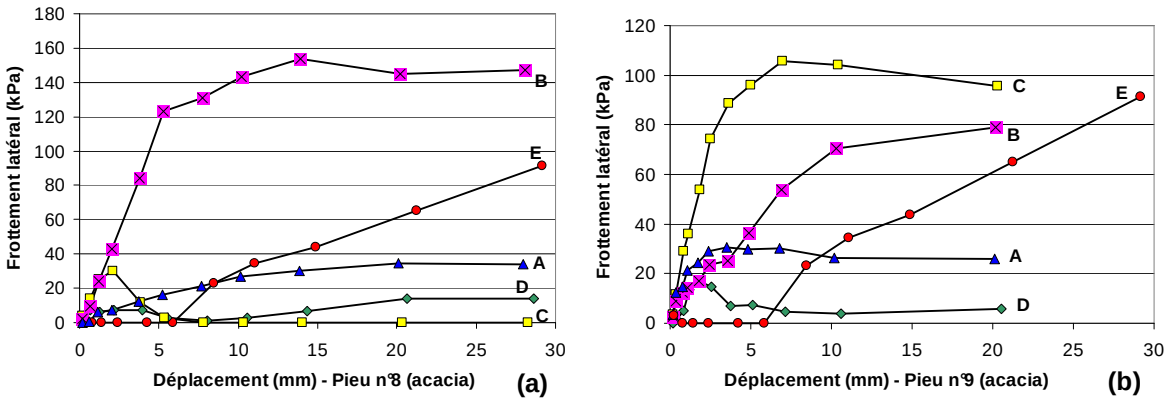


Figure 53. Courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire des pieux en acacia n°8 (a) et n°9 (b)

La portance limite du pieu n°8 vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 157 kN (soit 51,8 kPa) et sa résistance de pointe à 62 kN (soit 2055 kPa).
La portance limite du pieu n°9 vaut 216 kN. Sa résistance de frottement est égale à 154 kN (soit 47,8 kPa) et sa résistance de pointe à 67 kN (soit 1898 kPa).

Le Tableau 16 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites des deux pieux en acacia.

Tableau 16. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieux en acacia

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 8}$ (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 9}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 8}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 9}$ (MPa)
Limon argileux	1,05	E	0,33	0,064	0,064		
Limon argileux	1,80	D	0,33	0,011	0,017		
Sable grave	2,55	C	0,55	0,025	0,106		
Sable grave	3,30	B	1,06	0,146	0,075		
Sable grave	4,05	A	1,08	0,026	0,031		
Argile sableuse	4,63	Pointe de pieu	0,56	0,031	0,031	2,05	1,90

Les frottements latéraux unitaires limites du tronçon D des pieux n°8 et n°9 sont plus faibles que ceux des tronçons C, B et A. Ces valeurs sont cohérentes avec l'évolution des pressions limites du terrain en fonction de la profondeur.
La résistance de pointe unitaire limite du pieu n°8 est 8 % plus élevée que celle du pieu n°9.

6.4.8 Synthèse des résultats

<u>Résistance de frottement et résistance de pointe des pieux</u>
Le Tableau 17 présente la synthèse des résultats.

Tableau 17. Répartition des charges et contraintes entre la pointe et le fût - Rouen

		$R_{c,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}$ (kN)	$R_{b,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}+R_{b,mes}$ (kN)	$R_{critique}$ (kN)	$q_{b,mes}$ (kPa)
Pieu n°1 Hêtre	kN	260	196	44	240	225	950
	%		*82*	*18*	*100*	*94*	
Pieu n°2 Hêtre	kN	358	290	34	324	295	500
	%		*90*	*10*	*100*	*91*	
Pieu n°3 Pin	kN	317	218	92	310	240	2000
	%		*70*	*30*	*100*	*77*	
Pieu n°4 Pin	kN	236	131	87	218	200	2075
	%		*60*	*40*	*100*	*92*	
Pieu n°5 Chêne	kN	216	130	66	196	175	1471
	%		*66*	*34*	*100*	*89*	
Pieu n°8 Acacia	kN	216	157	62	219	185	2055
	%		*72*	*28*	*100*	*84*	
Pieu n°9 Acacia	kN	216	154	67	221	175	1898
	%		*70*	*30*	*100*	*79*	

La Figure 54 présente la répartition des efforts (exprimés en pourcentages) entre le fût et la pointe des pieux.

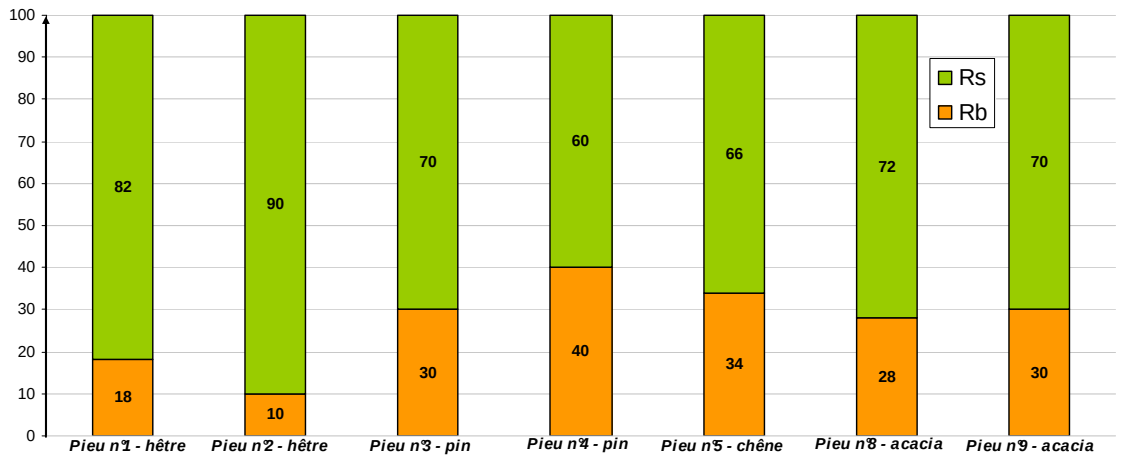


Figure 54. Histogramme de répartition des efforts entre la pointe et le fût des pieux en bois

La Figure 54 montre que les ratios entre la résistance de frottement et la portance limite des pieux varient entre 60 et 90 %.
Le pourcentage d'efforts repris par le fût des pieux varie peu pour une essence donnée. Les différences sont comprises entre 3 % et 14 %.
Enfin, les résistances de pointe des pieux en hêtre sont en moyenne 50 % plus faibles que celles des autres essences de pieux.

Les différences observées entre la portance limite des pieux $R_{c,mes}$ et la somme de la résistance de frottement $R_{s,mes}$ et de la résistance de pointe $R_{b,mes}$ sont comprises entre 1 et 9 %. Les déformations différentielles induites par l'inclinaison des pieux dans le sol et la position du système d'instrumentation sur leur surface latérale pourraient expliquer ces différences.

Frottement latéral unitaire limite mesuré $q_{s,mes}$

La Figure 55 présente les valeurs moyennes et extrémales du frottement latéral unitaire limite des pieux mesurées dans les différentes couches de sol.

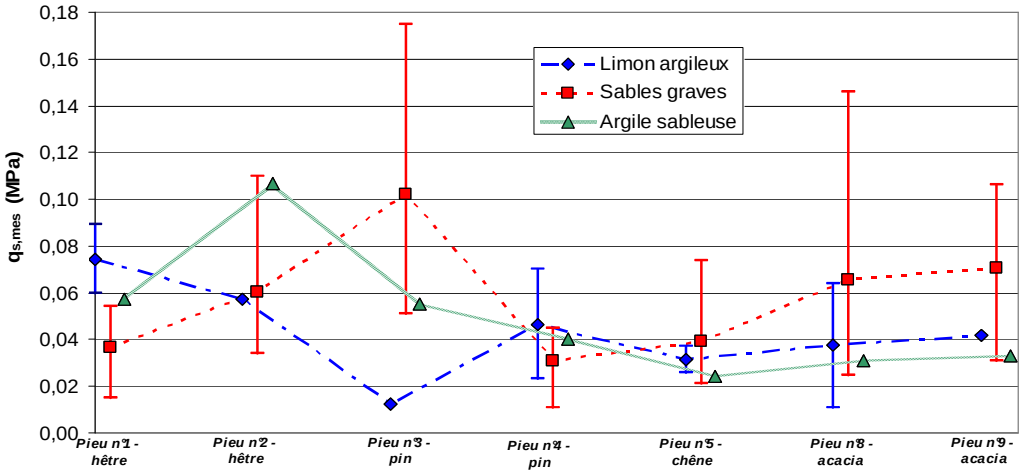


Figure 55. Valeurs moyennes et extrémales du frottement latéral unitaire limite mesurées dans les différentes couches de sol

Le frottement latéral unitaire limite des pieux en bois mesuré dans les sables graves montre que cette couche est majoritairement plus « frottante » que le limon argileux et l'argile sableuse. Les frottements latéraux unitaires moyens des pieux n°1 (hêtre) et n°4 (pin) sont plus faibles dans les sables graves que dans le limon argileux. Ceux des pieux n°2 (hêtre) et n°5 (chêne) sont équivalents dans les deux couches.

La Figure 56 présente l'évolution du frottement latéral unitaire limite des quatre essences de bois en fonction des pressions limites mesurées dans le limon argileux, l'argile sableuse et les sables graves.

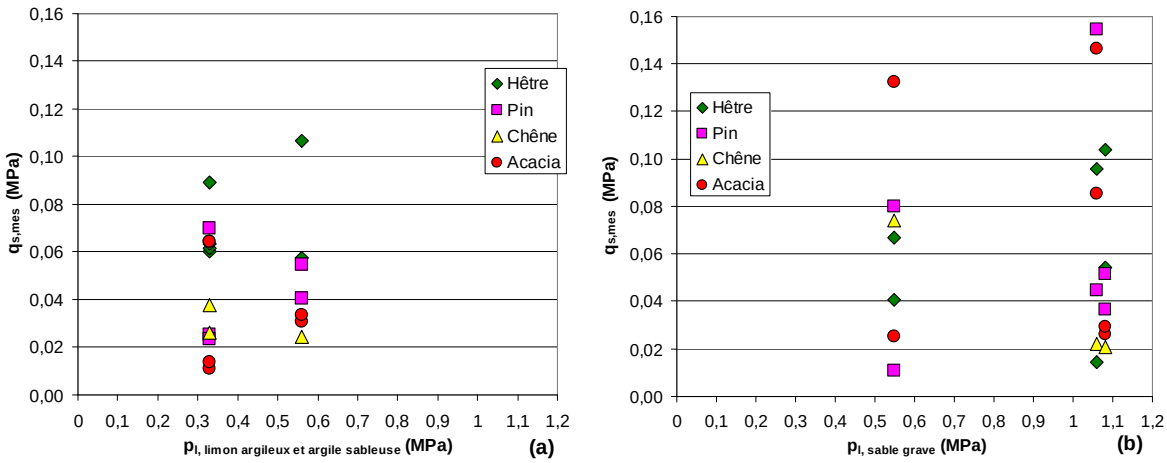


Figure 56. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la pression limite du limon argileux et de l'argile sableuse (a) et des sables graves (b) - Rouen

La dispersion des valeurs du frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite montre qu'il est difficile de conclure quant à l'influence exacte de l'essence de bois sur le comportement mécanique du pieu dans le limon argileux, l'argile sableuse et les sables graves.

Pour des pressions limites variant entre 0,33 et 1,08 MPa, les frottements latéraux unitaires limites des tronçons des pieux en bois dans le limon argileux, l'argile sableuse et les sables graves sont compris entre 0,0011 et 0,155 MPa.

Coefficient de portance expérimental $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$

Le coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$ est défini comme le ratio entre la résistance de pointe unitaire limite $q_{b,mes}$ et la pression limite équivalente p_{le} sous la fondation. La pression limite équivalente est égale à 0,75 MPa (Partie II, § 2.2.5).

Le Tableau 18 détaille les valeurs des coefficients de portance expérimentaux des pieux en bois.

Tableau 18. Coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$ – site expérimental de Rouen

Pieu	Coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$
Pieu n°1 - hêtre	1,25
Pieu n°2 - hêtre	0,66
Pieu n°3 - pin	2,60
Pieu n°4 - pin	2,75
Pieu n°5 - chêne	2,01
Pieu n°8 - acacia	2,75
Pieu n°9 - acacia	2,43

Les coefficients de portance des pieux n°1 et n°2 en hêtre sont inférieurs aux autres coefficients calculés. Le pieu n°2 possède le diamètre en pointe le plus élevé mais la résistance de pointe la plus faible, ce qui conduit à mesurer une valeur du coefficient de portance égale à 0,66 (Tableau 18).
Les valeurs présentées dans le Tableau 18, hormis celle des pieux n°1 et n°2, montrent que le coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$ est indépendant de l'essence du pieu. La moyenne des coefficients de portance des cinq pieux (pin, chêne et acacia) est égale à 2,51.
Dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012), le coefficient de portance des pieux de classe 4 (classe contenant également les pieux battus en acier, moulés, enrobés et béton préfabriqué) dans les argiles limons est égal à 1,35.

Les essais en chambre d'étalonnage réalisés par Francis, (1997) sur des pieux à pointe conique (angle de la pointe égal à 60°) et à pointe plate dans le sable ont montré que la forme de la pointe n'avait pas d'influence significative sur la résistance de pointe, mais uniquement sur la résistance globale du pieu : les pieux à pointe conique mobilisent davantage de frottement à proximité de la pointe que les pieux à pointe plate. L'auteur a justifié l'influence de la forme de la pointe des pieux sur leur portance limite par des schémas de rupture différents qui dépendent de l'état de densité du sol. Les mécanismes de rupture dans les sols denses sont identiques pour les deux formes de pointes (conique et plate), à l'inverse des sols lâches dans lesquels les mécanismes de densification sont plus importants avec une pointe plate qu'avec une pointe conique. L'auteur a montré que la pointe conique d'un pieu permettait d'augmenter sa portance limite de 23 % par rapport à un pieu à pointe plate.

La forme pyramidale de la pointe des pieux en bois permet de faciliter la pénétration du pieu dans le sol lors du battage. Selon les résultats des travaux menés par Francis, (1997), l'usinage de la pointe des pieux en bois en forme pyramidale augmenterait, par rapport à des pieux non usinés, la portance limite des pieux en bois dans le sable.

Partie III. Essais de chargement sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts

1 Présentation du site

Le site expérimental de Cubzac-les-Ponts est situé à environ 30 km de Bordeaux, en bordure de l'autoroute A10, récemment doublée et à proximité du projet de grand contournement de l'agglomération bordelaise (Figure 57).

Figure 57. Localisation du plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (a) et emprise du site (b)

2 Caractérisation géotechnique du site

2.1 Plan d'implantation des sondages

Le site expérimental a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissance géotechnique détaillées au cours des années antérieures par les différentes équipes des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées (LRPC de St Brieuc, de Bordeaux, de Toulouse, IFSTTAR).

Dans le cadre du projet Pieux Bois, un sondage à la pelle mécanique et six sondages pressiométriques ont été réalisés par le LRPC de Bordeaux à proximité de la zone d'implantation des pieux. Les résultats des sondages au scissomètre et au pénétromètre statique proviennent de rapports rédigés par le LRPC de Bordeaux.

La Figure 58 présente le plan d'implantation des sondages.

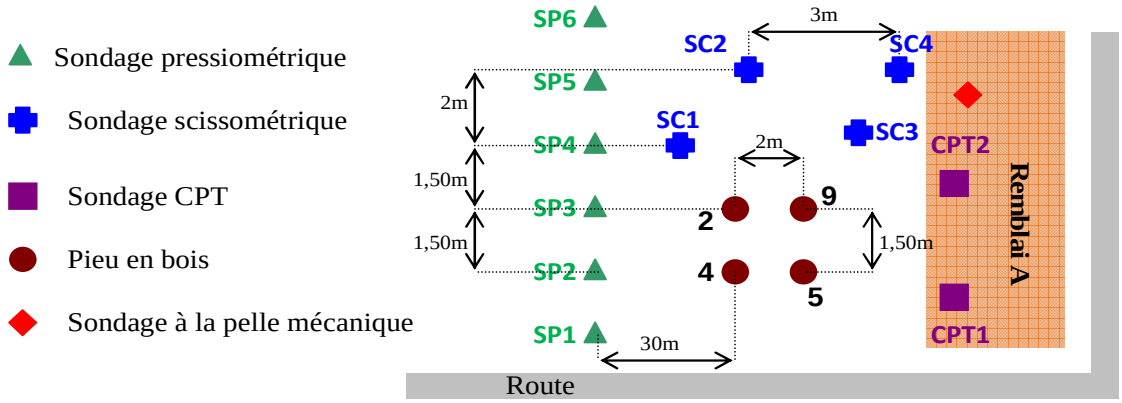


Figure 58. Plan d'implantation des sondages

2.2 Coupe géologique du terrain

Un sondage à la pelle mécanique a été réalisé sur l'ancien emplacement du remblai A. La profondeur d'arrêt du sondage était de 4 m. Le niveau d'eau se situait à 2,50 m sous le terrain naturel. La Figure 59 présente la coupe géologique du terrain établie à partir de ces sondages.

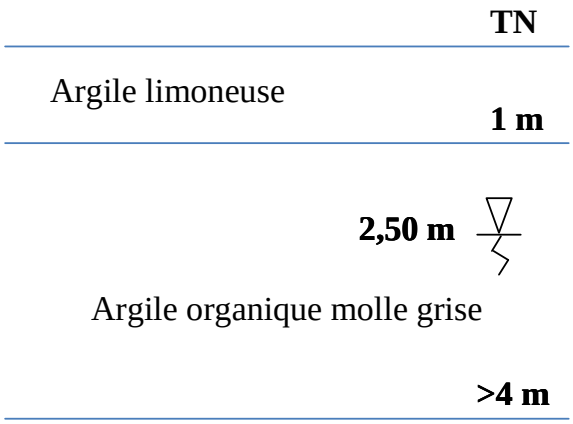


Figure 59. Coupe géologique du terrain

2.3 Résultats des sondages pressiométriques

<u>Résultats des sondages</u>

Six sondages pressiométriques ont été réalisés à 30 m de la zone de battage des pieux en bois, par le LRPC de Bordeaux (Figure 58). La Figure 60 présente les résultats de ces sondages.

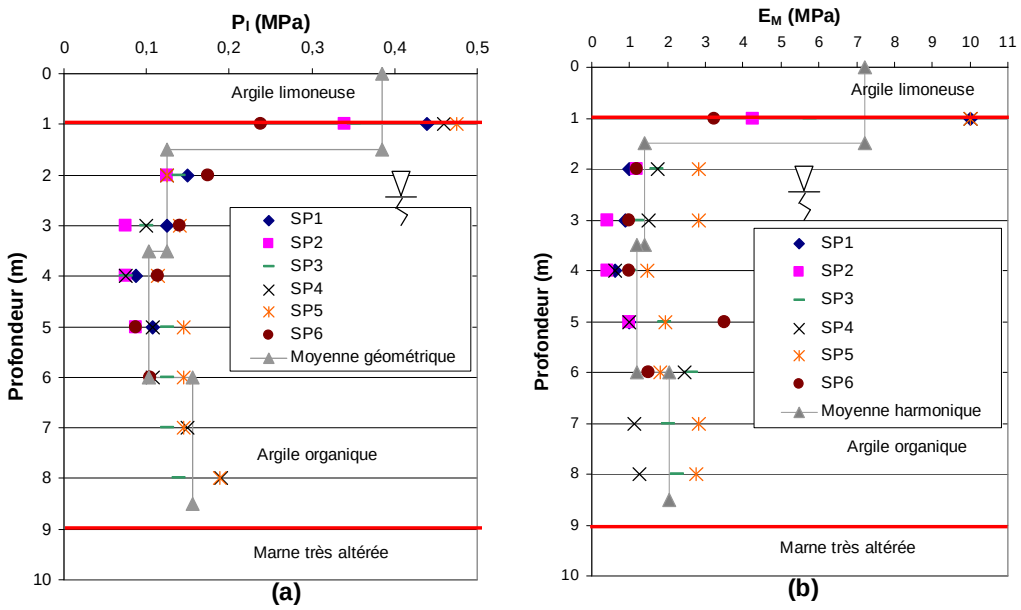


Figure 60. Evolution de la pression limite (a) et du module pressiométrique (b) en fonction de la profondeur

<u>Valeurs moyennes retenues</u>

Le Tableau 19 présente les extrema des valeurs des pressions limites, des modules pressiométriques ainsi que des rapports entre ces deux grandeurs pour l'argile limoneuse et l'argile organique.

Tableau 19. Caractéristiques pressiométriques des couches de sol – Cubzac-les-Ponts

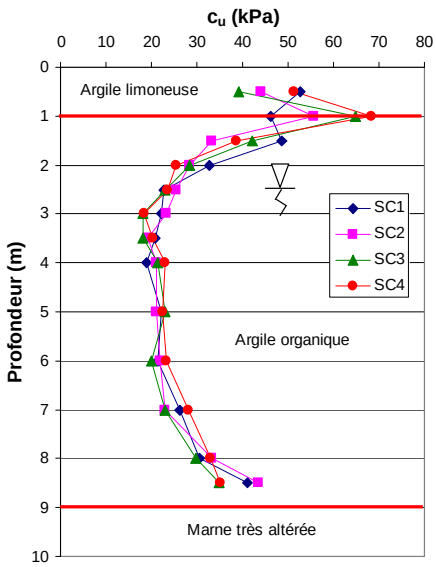
Couches	Epaisseur (m)	Caractéristiques pressiométriques (MPa)
Argile limoneuse	1	$0,24<p_l<0,48$ $3,25<E_M<10$ $12,5<E_M/p_l<22,7$
Argile organique	8	$0,08<p_l<0,19$ $0,4<E_M<3,5$ $5,3<E_M/p_l<40,2$

Les prélèvements de sols effectués lors des sondages pressiométriques ont confirmé la nature des couches identifiée lors des sondages à la pelle mécanique.

Les données publiées dans la bibliographie (Blondeau et al., 1977, cités par Nguyen Pham, 2008) ont montré que la couche sous-jacente à l'argile organique était constituée de marne très altérée, située à 9 m de profondeur.

2.4 Résultats des sondages au scissomètre

La Figure 61 présente les résultats de quatre sondages au scissomètre réalisés à proximité de la zone de battage des pieux par le LRPC de Bordeaux au cours des années antérieures. Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée ont été préalablement corrigées par l'indice de plasticité de l'argile, égal à 80 %.



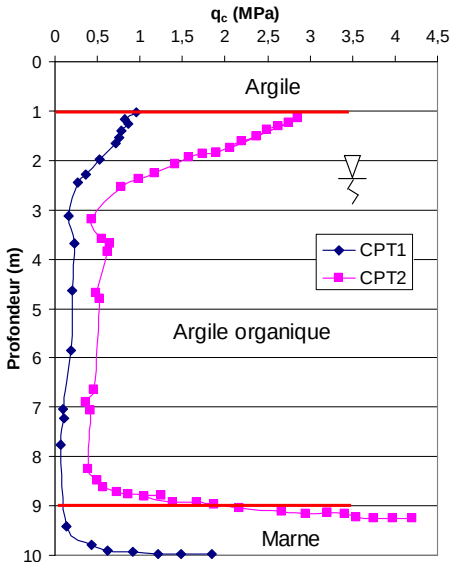
Nature du terrain	Profondeur (m)	Cu (kPa)
Argile limoneuse	0,5	46,9
	1	58,7
Argile organique	1,5	40,6
	2	28,7
	2,5	23,6
	3	20,4
	3,5	19,6
	4	21,1
	5	22,1
	6	21,5
	7	25,2
	8	31,6
	8,5	38,7

(a) (b)

Figure 61. Evolution de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile en fonction de la profondeur (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

2.5 Résultats des essais de pénétration statique au cône

Les résultats des sondages au pénétromètre statique effectués lors de précédentes études (Blondeau et al., 1977; Piyal et Magnan, 1984 ; cités par Nguyen Pham, 2008) sur le site de Cubzac-les-Ponts sont tracés sur la Figure 62.



Nature du terrain	Profondeur (m)	q_c (MPa)
Argile limoneuse	1	1,26
Argile organique	2	1,23
	3	0,46
	4	0,49
	5	0,41
	6	0,32
	7	0,29
	8	0,49

(a) (b)

Figure 62. Résultats des sondages au pénétromètre statique (a) et synthèse des valeurs mesurées (b)

2.6 Modèle géotechnique de site retenu

Le Tableau 20 présente les valeurs caractéristiques des deux couches de sol. Les propriétés de résistance de la couche de marne n'ont pas été étudiées.

Tableau 20. Récapitulatif des propriétés de résistance des deux couches de sol

Couche	Hauteur de couche (m)	Profondeur de fin de couche (m)	Profondeur (m)	c_u (kPa)	p_l (MPa)	q_c (MPa)
Argile limoneuse	1	1	1	$39,1<c_u<68,3$ $c_{u,moyen}=52,8$	$0,24<p_l<0,48$ $p_{l,moyen}=0,37$	$0,78<q_c<0,29$ $q_{c,moyen}=1,26$
Argile organique	8	9	2	$25,5<c_u<48,6$ $c_{u,moyen}=34,6$	$0,13<p_l<0,18$ $p_{l,moyen}=0,14$	$0,27<q_c<0,24$ $q_{c,moyen}=0,12$
			3	$18,1<c_u<25,3$ $c_{u,moyen}=22,1$	$0,07<p_l<0,14$ $p_{l,moyen}=0,11$	$0,16<q_c<0,78$ $q_{c,moyen}=0,46$
			4	$18,1<c_u<23,1$ $c_{u,moyen}=20,4$	$0,08<p_l<0,11$ $p_{l,moyen}=0,09$	$0,23<q_c<0,64$ $q_{c,moyen}=0,49$
			5	$21,1<c_u<22,9$ $c_{u,moyen}=22,1$	$0,09<p_l<0,15$ $p_{l,moyen}=0,11$	$0,21<q_c<0,53$ $q_{c,moyen}=0,41$
			6	$19,9<c_u<23,2$ $c_{u,moyen}=21,6$	$0,11<p_l<0,15$ $p_{l,moyen}=0,13$	$0,18<q_c<0,53$ $q_{c,moyen}=0,32$

2.7 Corrélations entre les paramètres de sols

Le Tableau 21 présente les corrélations entre les paramètres de sol mesurés sur site lors des campagnes de sondages.

Tableau 21. Corrélations entre les propriétés de résistance des sols – données mesurées à Cubzac-les-Ponts

Couches de sol	Paramètres corrélés	Nombre de valeurs	Rapports obtenus
Argile limoneuse	p_l et q_c p_l et c_u c_u et q_c	p_l : 6 valeurs q_c : 2 valeurs c_u : 8 valeurs	$q_c/p_l=3,4$ $p_l/c_u=7$ $q_c/c_u=23,9$
Argile organique	p_l et q_c p_l et c_u c_u et q_c	p_l : 34 valeurs q_c : 48 valeurs c_u : 44 valeurs	$2,1<q_c/p_l<8,9$ $4,0<p_l/c_u<7,1$ $14,8<q_c/c_u<35,5$

Le ratio q_c/p_l calculé dans l'argile limoneuse est proche des valeurs établies par Reiffsteck, (2009) (Tableau 8), mais présente une plage de variation importante dans l'argile organique.

3 Battage des pieux en bois

3.1 Caractéristiques du trépideur et plan d'implantation des pieux

Quatre pieux en bois instrumentés ont été battus et testés sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts (Figure 63). Les pieux provenaient du site expérimental de Rouen. Le pieu n°5 en chêne, le pieu n°2 en hêtre, le pieu n°4 en pin et le pieu n°9 en acacia ont été excavés à Rouen puis transportés à Cubzac-les-Ponts.

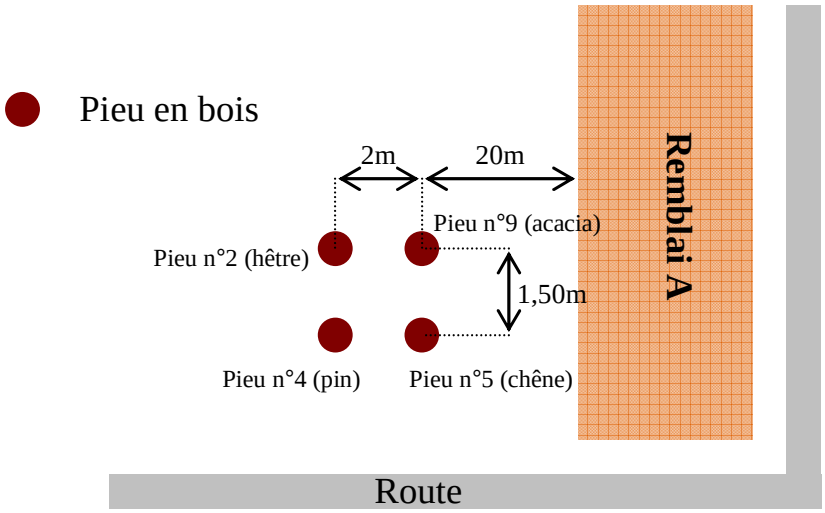


Figure 63. Plan d'implantation des pieux en bois

Le trépideur utilisé lors de la phase de battage des pieux à Cubzac-les-Ponts était identique à celui employé à Rouen (Partie II, § 5.1).
Les quatre pieux ont été battus sans casque de battage, ce qui a conduit à un éclatement partiel voire total de la tête des pieux n°2 et n°9 (Figure 64). Une fois battus, la tête du pieu n°2 a été recépée sur 42 cm de hauteur et celle du pieu n°5 sur 38 cm.

(a) (b) (c)

Figure 64. Battage des pieux (a) et état de la tête des pieux n°9 (b) et n°2 (c) après battage

3.2 Courbes de battage

La Figure 65 présente les courbes de battage des quatre pieux en bois.

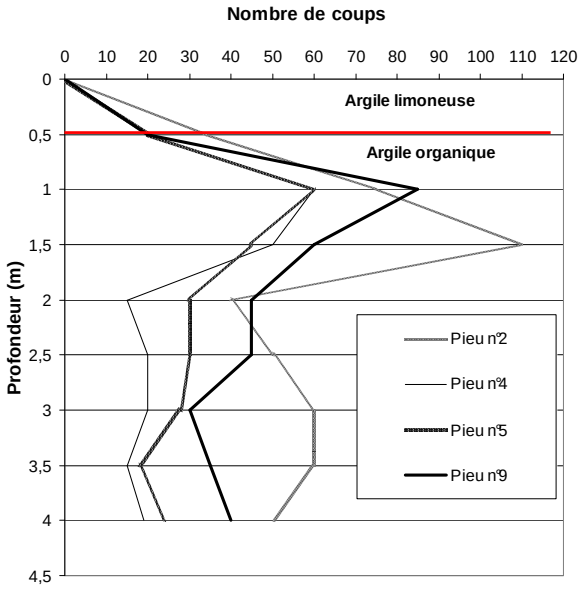


Figure 65. Courbes de battage des pieux – Cubzac-les-ponts

L'évolution du nombre de coups en fonction de la profondeur (Figure 65) confirme que les propriétés de résistance du terrain à Cubzac-les-Ponts sont plus faibles que celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Figure 32).

Sur le site de Cubzac-les-Ponts (Figure 65), le nombre de coups moyen donné pour un enfoncement de 50 cm varie entre 35 (pieu n°9 ; 50 pour le pieu n°5 et 55 pour le pieu n°4) et 80 (pieu n°2). Sur le plot expérimental de Rouen (Figure 32), le nombre de coups pour un même enfoncement est compris entre 70 (pieu n°4 et n°5 ; 90 pour le pieu n°9) et 130 (pieu n°2).

4 Essais de chargement

4.1 Matériel utilisé et réalisation des essais

Le massif de réaction était composé d'une poutre de chargement constituée de deux HEB 200 auxquels ont été soudés perpendiculairement quatre HEB 200 aux extrémités (Figure 66). Quatre micropieux, ancrés à 15 m de profondeur, reprenaient les efforts de traction lors des essais.

Une fois l'essai arrêté, la poutre reposait sur les quatre micropieux. Quatre chaines métalliques accrochées à l'engin élévateur et à la poutre de chargement assuraient une sécurité supplémentaire.

Le matériel de l'IFSTTAR utilisé à Rouen (peson, capteurs de déplacement, rotule, pompe hydraulique électrique et plaques métalliques) a été employé pour ces essais (Partie II, § 6.2).

Les quatre pieux en bois ont été chargés en compression.

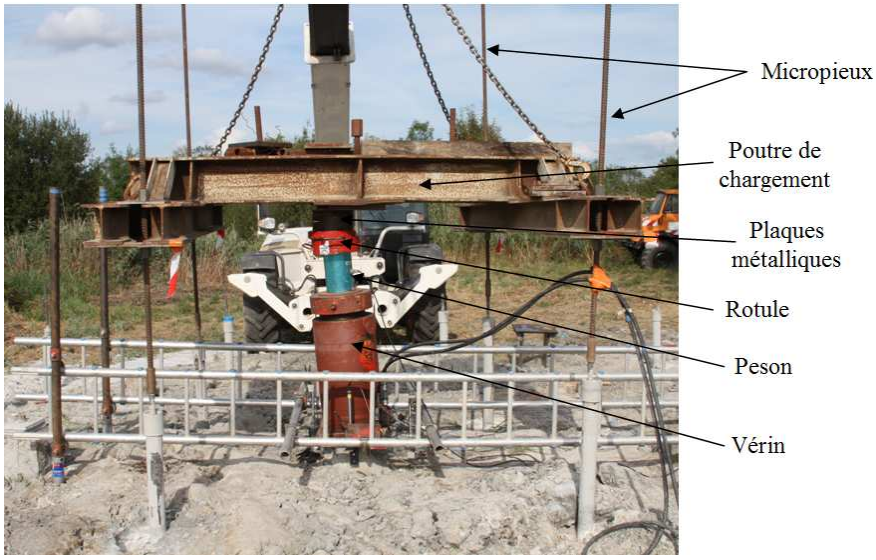


Figure 66. Essais de chargement du pieu n°2 – Cubzac-les-Ponts

Le premier essai de chargement a été réalisé sur le pieu n°9. La portance limite des pieux avait été préalablement estimée, à partir des données scissométriques de terrain, à 120 kN. Les paliers de chargement ont été fixés à 20 kN.
La portance limite du pieu n°9 a été mesurée à 60 kN. Suite à cet essai, les incréments de charge ont été modifiés et diminués à 10 kN.

4.2 Résultats des essais

4.2.1 Portances limites des pieux

La Figure 67 et la Figure 68 présentent la charge et la contrainte appliquées en tête des pieux en fonction de leur tassement et de leur vitesse d'enfoncement dans le sol.

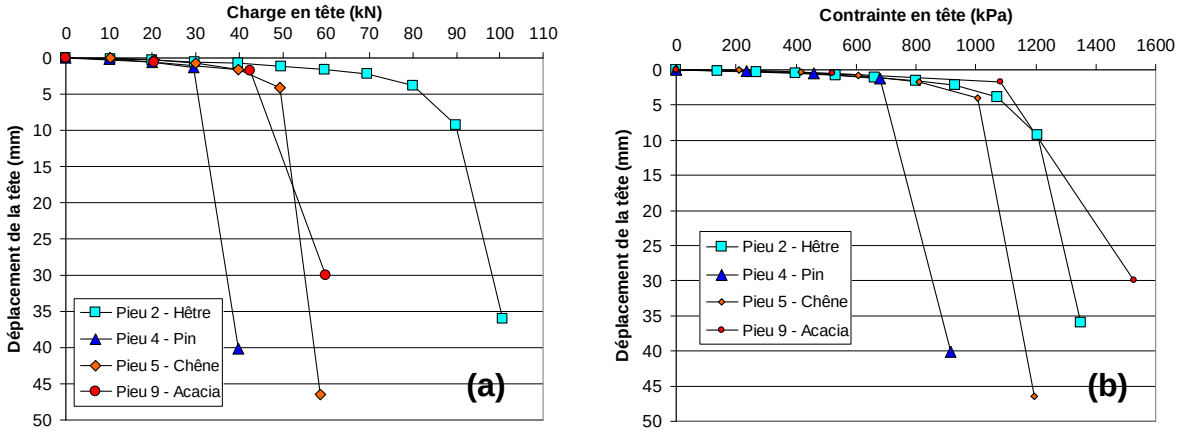


Figure 67. Evolution du déplacement de la tête en fonction de la charge (a) et de la contrainte (b) appliquées en tête

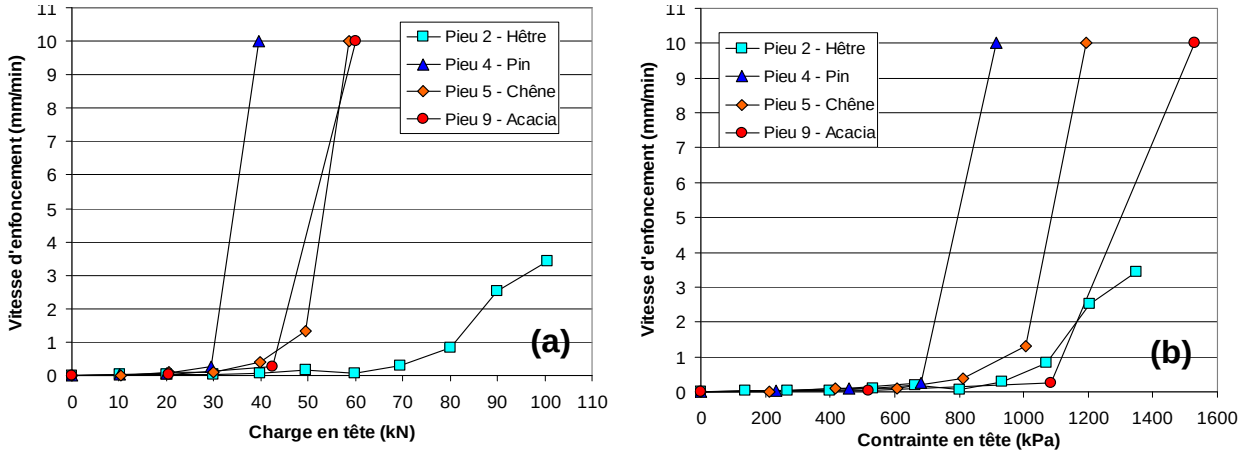


Figure 68. Evolution de la vitesse d'enfoncement en fonction de la charge (a) et de la contrainte (b) appliquées en tête

La Figure 67 et la Figure 68 montrent que la rupture des pieux n°4, n°5 et n°9 dans l'argile diffère de celle du pieu n°2 : pour les trois premiers pieux, dépassé un certain niveau de charge, une faible augmentation de la charge entraîne un tassement important du pieu dans le sol. A l'inverse, le tassement du pieu n°2 peut être qualifié de « progressif » : la forte inclinaison du pieu dans le sol (non évaluée sur site) (Figure 66) pourrait être à l'origine de la valeur élevée de la portance limite mesurée par rapport à celles des autres pieux ainsi que du mode rupture observé.

Les pieux en pin, en chêne et en acacia ont été instrumentés avec des extensomètres amovibles et chargés en compression. Le pieu en hêtre ne l'a pas été pour des raisons techniques.

4.2.2 Distribution des charges dans le pieu en pin

La Figure 69 illustre la distribution des efforts le long du pieu en pin ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

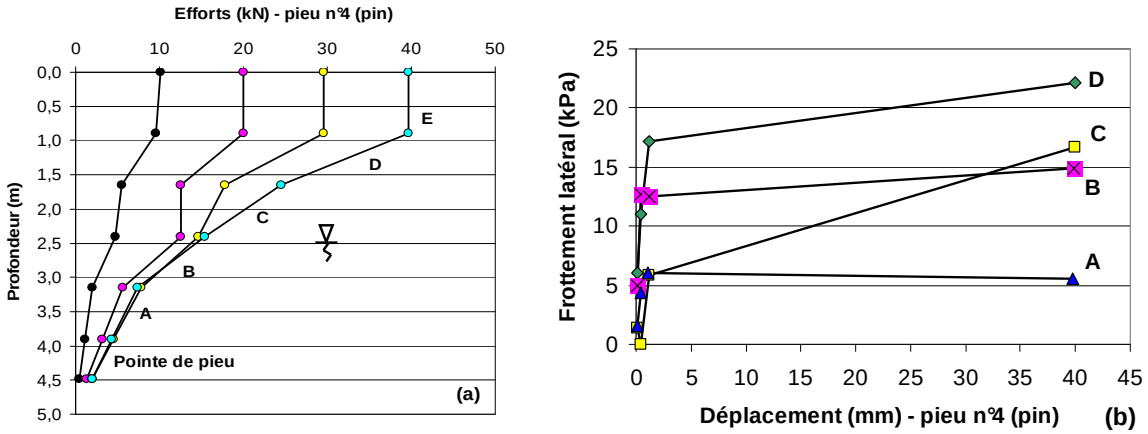


Figure 69. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°4 en pin

La portance limite du pieu en pin vaut 40 kN. Sa résistance de frottement est égale à 35 kN (soit 10,3 kPa) et sa résistance de pointe à 3 kN (soit 71,6 kPa).
Les faibles caractéristiques mécaniques des couches d'argile expliquent les différences observées entre les résistances mesurées à Cubzac-les-Ponts et à Rouen. Les pressions limites de l'argile diminuent avec l'augmentation de la profondeur, ainsi que le frottement latéral unitaire limite des tronçons du pieu (Figure 69b).
La Figure 69b montre également que les frottements latéraux unitaires limites des tronçons A et B sont mobilisés dès que la charge appliquée en tête du pieu atteint 30 kN, contrairement aux tronçons C et D pour lesquels les frottements latéraux unitaires augmentent lorsque la charge en tête est supérieure à 30 kN.

Le Tableau 22 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en pin.

Tableau 22. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en pin

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 4}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 4}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0	
Argile	1,68	D	0,22	0,022	
Argile	2,43	C	0,12	0,016	
Argile	3,18	B	0,11	0,014	
Argile	3,93	A	0,08	0,005	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,005	0,072

4.2.3 Distribution des charges dans le pieu en chêne

La Figure 70 illustre la distribution des efforts le long du pieu en chêne ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

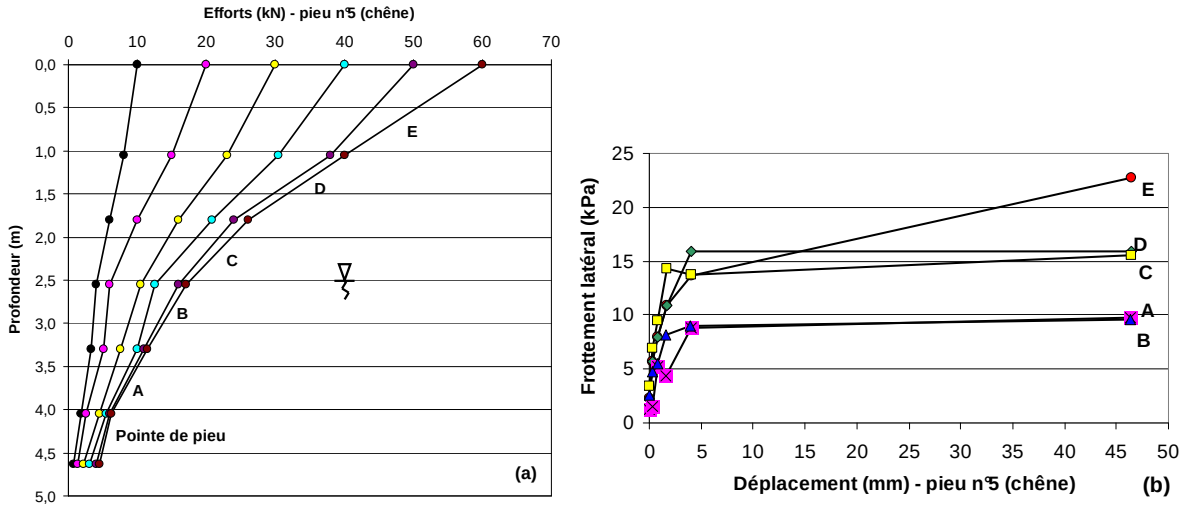


Figure 70. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°5 en chêne

La portance limite du pieu en chêne vaut 60 kN. Sa résistance de frottement est égale à 48 kN (soit 13,3 kPa) et sa résistance de pointe à 5 kN (soit 111,5 kPa).

Les frottements latéraux unitaires des tronçons A, B, C et D sont intégralement mobilisés pour une charge en tête égale à 50 kN.
La valeur du frottement latéral unitaire limite du tronçon E est la plus élevée, tandis que celles des tronçons A et B, dont les pressions limites correspondantes dans le sol sont respectivement égales à 0,08 et 0,11 MPa, sont les plus faibles.

Le Tableau 23 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en chêne.

Tableau 23. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en chêne

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 5}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 5}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0,021	
Argile	1,68	D	0,22	0,014	
Argile	2,43	C	0,12	0,014	
Argile	3,18	B	0,11	0,009	
Argile	3,93	A	0,08	0,009	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,009	0,12

4.2.4 Distribution des charges dans le pieu en acacia

La Figure 71 illustre la distribution des efforts le long du pieu en acacia ainsi que les courbes de mobilisation du frottement en fonction du déplacement des tronçons.

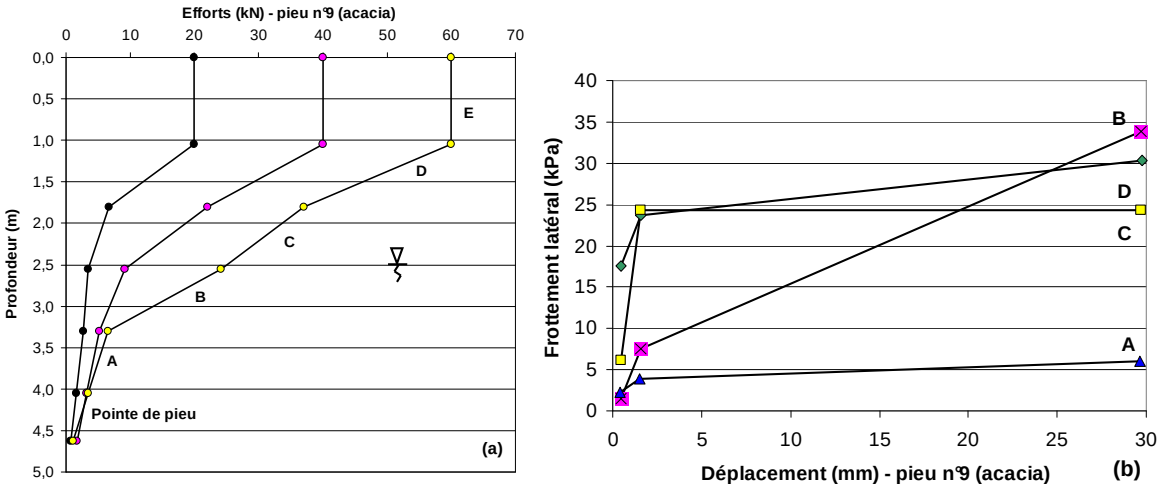


Figure 71. Distribution des charges (a) et courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire (b) pour le pieu n°9 en acacia

La portance limite du pieu en acacia vaut 60 kN. Sa résistance de frottement est égale à 52 kN (soit 16,6 kPa) et sa résistance de pointe à 4 kN (soit 113,3 kPa).
Les frottements latéraux unitaires des tronçons A et C sont intégralement mobilisés lorsque la charge en tête atteint 40 kN.
Le Tableau 24 présente les caractéristiques pressiométriques du sol, ainsi que les valeurs du frottement latéral et de la résistance de pointe unitaires limites du pieu en acacia.

Tableau 24. Frottement latéral et résistance de pointe unitaires limites - pieu en acacia

Nature de sol	Profondeur (m)	Tronçon	P_l (MPa)	$q_{s,\ pieu\ 9}$ (MPa)	$q_{b,\ pieu\ 9}$ (MPa)
Argile	0,93	E	0,3	0	
Argile	1,68	D	0,22	0,028	
Argile	2,43	C	0,12	0,023	
Argile	3,18	B	0,11	0,033	
Argile	3,93	A	0,08	0,005	
Argile	4,51	Pointe de pieu	0,09	0,005	0,11

4.2.5 Synthèse des résultats

Résistance de frottement et résistance de pointe des pieux

Le Tableau 25 présente la synthèse des résultats. La résistance de frottement $R_{s,mes}$ (exprimée en kN) est calculée en sommant les résistances de frottement des différents tronçons.

Tableau 25. Répartition des charges et contraintes pointe/fût - Cubzac-les-Ponts

		$R_{c,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}$ (kN)	$R_{b,mes}$ (kN)	$R_{s,mes}+R_{b,mes}$ (kN)	$R_{critique}$ (kN)	$q_{b,mes}$ (kPa)
Pieu n°2 Hêtre	kN	100				75	
	%						
Pieu n°4 Pin	kN	40	35	3	38	30	72
	%		*92*	*8*	*100*		
Pieu n°5 Chêne	kN	60	48	5	53	45	112
	%		*91*	*9*	*100*		
Pieu n°9 Acacia	kN	60	52	4	56	42	113
	%		*93*	*7*	*100*		

Les différences observées entre la portance limite des pieux $R_{c,mes}$ et la somme de la résistance de frottement latéral $R_{s,mes}$ et de la résistance de pointe $R_{b,mes}$ sont égales en moyenne à 10 %.
Les valeurs indiquées dans le Tableau 25 montrent, qu'en moyenne, 90 % de la portance limite des pieux est reprise par le fût et 10 % par la pointe. Les pieux testés sur le site de Cubzac-les-Ponts sont donc flottants.

Frottement latéral unitaire limite expérimental $q_{s,mes}$

L'évolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois est représentée en fonction de la pression limite et de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile sur la Figure 72.

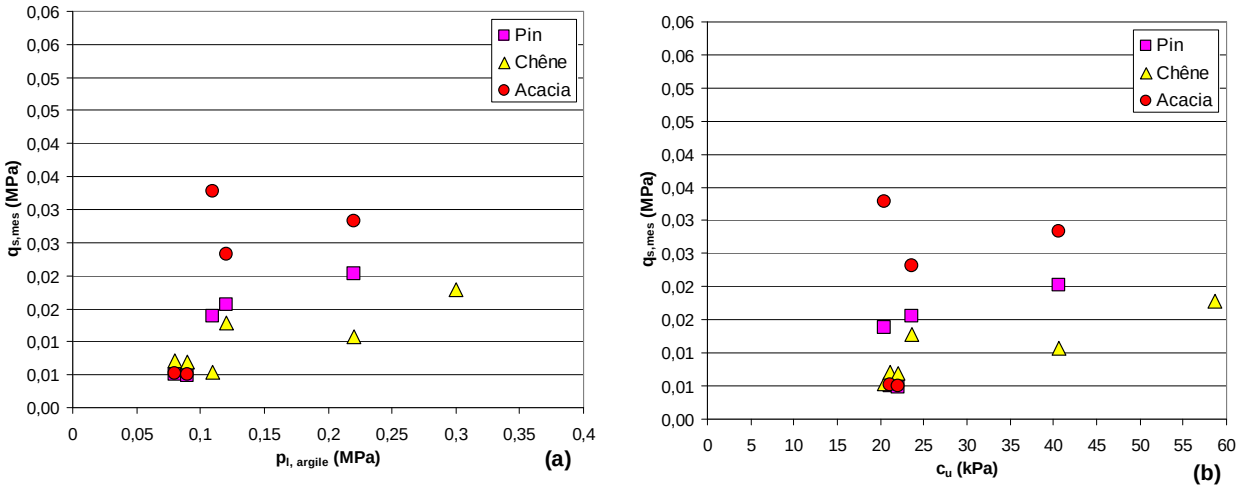


Figure 72. Evolution du frottement latéral unitaire limite des pieux en bois en fonction de la pression limite (a) et de la résistance au cisaillement non drainée de l'argile (b) – Cubzac-les-Ponts

Les valeurs des frottements latéraux unitaires limites des pieux en bois (Figure 72) présentent une dispersion plus faible que celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Figure 56). L'homogénéité du terrain à Cubzac-les-Ponts pourrait expliquer les différences observées entre les deux plots.

Coefficient de portance expérimental $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$

La pression limite équivalente sous la pointe des pieux est égale à 0,14 MPa (Figure 60a).
Le Tableau 26 présente alors les valeurs des coefficients de portance expérimentaux des pieux.

Tableau 26. Coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$ – Site expérimental de Cubzac-les-Ponts

Type de pieu	Coefficient de portance $k_{p,\ pieu\ bois,\ mes}$
Pieu n°4 - pin	0,51
Pieu n°5 - chêne	0,80
Pieu n°9 - acacia	0,81

Les valeurs des coefficients de portance des trois pieux battus à Cubzac-les-Ponts sont inférieures à celles mesurées sur le plot expérimental de Rouen (Partie II, § 6.4.8) et à celles indiquées dans la norme NF P 94-262 (AFNOR, 2012) (k_p=1,35 pour les pieux classe 4 dans les argiles et les limons).
La moyenne des trois coefficients est égale à 0,71 et leur coefficient de variation vaut 24 %.

Influence de l'essence sur le comportement mécanique des pieux en bois

Les essais de chargement réalisés à Cubzac-les-Ponts (Figure 67) montrent que l'essence de bois n'a pas d'influence significative sur la portance limite des pieux dans le sol.
Les portances limites des pieux en acacia et en pin chargés sur le plot expérimental de Rouen sont supérieures à celles des pieux en chêne et en hêtre (Figure 39). Néanmoins, les représentations graphiques des frottements latéraux unitaires limites des pieux en fonction des pressions limites du sol (Figure 56 et Figure 72) montrent que le comportement mécanique des pieux dans le sol semble être indépendant de l'essence.

Conclusion

Ce livrable a présenté deux plots expérimentaux sur lesquels des pieux en bois ont été battus et chargés en compression. La conception d'un nouveau dispositif d'instrumentation des pieux en laboratoire a permis de séparer le terme de pointe de la résistance de frottement.

Huit pieux ont été testés sur le plot expérimental de Rouen. Les sondages in situ ont permis de caractériser la nature des couches du terrain et d'en déterminer les principales propriétés de résistance.
Les résultats des essais de chargement ont montré que les portances limites des pieux en acacia et en pin étaient supérieures à celles des pieux en chêne et en hêtre, mais que les comportements mécaniques des pieux, suite à l'analyse des frottements latéraux unitaires limites mesurés, semblaient être indépendants de l'essence. La compilation des résultats a permis de tracer un nuage de points dans le plan (pression limite ; frottement latéral unitaire limite).

Quatre pieux chargés à Rouen ont été excavés puis battus sur le plot expérimental de Cubzac-les-Ponts. Les propriétés de résistance de l'argile ont conduit à mesurer des portances limites des pieux en bois relativement faibles. L'instrumentation des pieux avec des extensomètres amovibles a permis de compléter les données mesurées à Rouen.

Références bibliographiques

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

ASTM D 25, (1991), Standard Specification for Round Timber Piles, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA

Bustamante M., Doix B., (1991), A new model of LPC removable extensometer, Proceedings of the 4th International on Deep Foundation (DFI), pp. 475-480

Centre Technique du Bois et de l'Ammeublement, (2007), Bois massifs structuraux, 5 p

Francis R., (1997), Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe, Thèse, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 434 p

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

Natterer J., Sandoz J-L., Rey M., (2004), Construction en bois – Matériau, technologie et dimensionnement, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2ème Edition, Vol. 13, 541 p

Navi P., Heger F., (2005), Comportement thermo-hydromécanique du bois – Applications technologiques et dans les strctures, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 1ère Edition, 298 p

Nguyen Pham P.T., (2008), Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels, Thèse, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, 226 p

Norme EN ISO 22476-1., (2012), Reconnaissance et essais géotechniques - Essais en place - Partie 1: Essais de pénétration au cône électrique et au piézocône

Norme NF EN 338, (2009), AFNOR, Bois de structure - Classes de résistance, 14 p

Norme NF P 94-150-1, (1999), AFNOR, Essai statique de pieu isolé sous un effort axial, 30 p

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

Reiffsteck P., (2009), Cours Fondations des ouvrages, 80 p

Reiffsteck P., (2011), Facteur d'influence des paramètres de forage, Comptes rendus du 15ème Congrès Européen de Mécanique des Sols et de Géotechnique, Athènes, Vol. 1, pp. 67-73

Robertson P.K., (1990), Soil classification using the cone penetration test, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158