



HAL
open science

Full-scale experimental study and numerical analysis of vibratory driven piles: vibrations in the environment and bearing capacity

Frédéric Rocher-Lacoste

► **To cite this version:**

Frédéric Rocher-Lacoste. Full-scale experimental study and numerical analysis of vibratory driven piles: vibrations in the environment and bearing capacity. Computer Science [cs]. Ecole des Ponts ParisTech, 2008. English. NNT: . pastel-00005507

HAL Id: pastel-00005507

<https://pastel.hal.science/pastel-00005507>

Submitted on 16 Oct 2009

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE DE DOCTORAT

En vue de l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement par

Frédéric ROCHER-LACOSTE

Sujet de la thèse

**Etude expérimentale en vraie grandeur et étude numérique des pieux vibrofoncés :
Vibrations dans l'Environnement et Capacité Portante.**

Le 15 décembre 2008 devant la commission d'examen composée de :

Alain HOLEYMAN

Rapporteur

Jean Georges SIEFFERT

Rapporteur

Marie-Pierre BOURDOUXHE

Examinatrice

Henri GONIN

Examineur

Roger FRANK

Directeur de thèse

AVANT PROPOS (REMERCIEMENTS)

Un travail de thèse, surtout lorsqu'il comprend une part expérimentale importante, s'appuie sur le concours d'un grand nombre de personnes que je souhaite remercier ici, car sans leur aide et leur soutien je n'aurais pu faire ces recherches. Etant ingénieur des Travaux Publics de l'Etat, je tiens tout d'abord à remercier le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et plus particulièrement monsieur Philippe MESTAT, Chef de la division de Mécanique des Sols et des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur, pour m'avoir permis de dégager un peu de mon temps pour me consacrer à cette tâche.

Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à mon directeur de thèse monsieur Roger FRANK, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pour m'avoir soutenu tout au long de ces trois années et pour sa disponibilité malgré un emploi du temps chargé. Il a toute mon amitié et mes remerciements.

Ma participation active au Projet National Vibrofonçage (2000 - 2006), dès 2002, a mis les bases de mon travail de recherche. Je tiens à remercier monsieur Henri GONIN, Directeur du Projet National Vibrofonçage, pour la confiance qu'il a mis en moi et surtout pour son soutien pendant la rédaction du Guide Technique Vibrofonçage (2006) et la préparation de TRANSVIB 2006.

Que monsieur Jean Georges SIEFFERT, Professeur de l'INSA de Strasbourg et membre du P.N. Vibrofonçage, reçoive mes remerciements pour avoir accepté d'être mon rapporteur et pour m'avoir aidé et conseillé. Encore merci de m'avoir fait visiter la ville de Strasbourg et pour m'avoir conter les anecdotes de sa cathédrale.

Je tiens à remercier monsieur Alain HOLEYMAN, Professeur à l'Université Catholique de Louvain La Neuve (Belgique) pour avoir accepté d'être mon rapporteur et pour avoir organisé le premier symposium international sur le vibrofonçage et la vibrocompaction (TRANSVIB) en 2002. Ce symposium a été un des faits déclencheurs de cette thèse.

Je tiens également à remercier l'entreprise ArcelorMittal et plus particulièrement madame Marie Pierre BOURDOUXHE, Ingénieur de recherche, pour m'avoir permis de participer à quelques uns de leurs programmes de recherche.

Un grand merci à monsieur Philippe REIFFSTECK, Chef de la section du Comportement des Sols et des Ouvrages Géotechniques du LCPC, pour ses conseils avisés, son soutien et son aide.

Je remercie vivement Emmanuel BOURGEOIS, Chef de la section du Calcul des Ouvrages Géotechniques du LCPC et Jean François SEMBLAT, Chef de la section du Dynamique, Ondes et Vibrations du LCPC, pour leur aide, sans laquelle je n'aurais pas pu faire le volet numérique de ce rapport.

Mon étude étant majoritairement expérimentale, elle n'aurait pu se faire sans l'aide de Christian BERNARDINI, Délégué général de l'IREX, de Gilles REBOUL, Ingénieur à la SNCF, de Daniel GUILLAUME et de Romain SAULE, Ingénieur chez ICE France et IHC France, de Mathieu LASSERET, Ingénieur chez NGE génie civil et de Valérie WHENHAM, Ingénieur chercheur au CSTC (Belgique).

J'adresse mes sincères remerciements à mes collègues du LCPC et plus particulièrement à Bernard DOIX, Françoise DUDOUYT, Luca LENTI et Fabrice VELLA pour leurs aides pendant l'acquisition et le traitement des données de chantier. Je tiens aussi à remercier les stagiaires qui ont travaillé avec moi : Eric AKLE, Aymen BRAHAM et Abderraouf BEN ROMDHANE.

Je remercie vivement pour leur présence à ma soutenance de thèse tous ceux qui sont venus m'écouter.

Je ne remerciais jamais assez, pour leur appui et leur soutien moral, surtout pendant les derniers jours de la rédaction de ce rapport, Marie BRIAND et Agathe ainsi que mes parents Dominique et Pierre LACOSTE.

Frédéric Rocher-Lacoste
Marne la Vallée, le 15 décembre 2008

RESUME

L'objectif de ce travail est de mieux comprendre les phénomènes liés à la technique du vibrofonçage et de la valoriser.

Ce rapport comporte trois chapitres. Le premier décrit les deux principales techniques de fonçage des pieux : le battage et le vibrofonçage. Le second présente deux séries de résultats expérimentaux:

- une étude en vraie grandeur de l'impact acoustique et plus particulièrement une analyse des bruits engendrés par le fonçage des pieux avec un vibreur, un marteau ou un trépideur,
- une étude en vraie grandeur des vitesses particulières pendant le fonçage des pieux, couplée à une étude numérique par éléments finis, en 2D et 3D, avec le progiciel CESAR-LCPC.

A partir également d'expérimentations en vraie grandeur, le troisième chapitre compare la capacité portante des pieux mis en œuvre par battage et par vibrofonçage et propose une prise en compte de la différence de ces techniques de mise en œuvre dans les règles de calcul françaises de portance des pieux.

Mots clés : Vibrofonçage, Acoustique, Vitesse particulière, Eléments finis, Capacité portante.

ABSTRACT

The objective of this work is to better understand the phenomena related to vibratory driving and to capitalize on it.

This report is organized into three chapters. The first describes two techniques of driven piles: impact driving and vibratory driving. The second chapter is based on two axes :

- A full scale experimental study of acoustic impact of sound and especially an analysis of noise caused by the driving piles with a vibrator, a hydraulic hammer or a pneumatic hammer,
- A full scale experimental study of particulate velocity during pile driving, coupled with a numerical analysis (both in 2D and in 3D), with the finite element software package CESAR-LCPC.

From full-scale experiments, the third chapter compares the bearing capacity of piles implemented by impact and vibratory driving and proposes to take into account the vibratory driving piles into the French rules.

Key words : Vibratory driving, Acoustics, Particulate velocity, Finite elements, Bearing capacity.

SOMMAIRE

| | |
|--|------------|
| AVANT PROPOS (REMERCIEMENTS) | I |
| RESUME | III |
| ABSTRACT | III |
| GLOSSAIRE | 1 |
| INTRODUCTION GENERALE | 3 |
| CHAPITRE 1: GENERALITES : FONÇAGE PAR BATTAGE OU PAR VIBROFONÇAGE | 5 |
| 1. BATTAGE..... | 7 |
| 1. 1. <i>Définition</i> | 7 |
| 1. 2. <i>Historique</i> | 7 |
| 1. 3. <i>Principe du marteau hydraulique</i> | 8 |
| 1. 4. <i>Matériels</i> | 9 |
| 1. 4. 1. <i>Systèmes de guidage</i> | 9 |
| 1. 4. 2. <i>Moutons ou marteaux</i> | 9 |
| 2. VIBROFONÇAGE | 11 |
| 2. 1. <i>Définition</i> | 11 |
| 2. 2. <i>Historique</i> | 13 |
| 2. 3. <i>Principe</i> | 13 |
| 2. 4. <i>Matériels</i> | 14 |
| 2. 4. 1. <i>Systèmes de guidage</i> | 14 |
| 2. 4. 2. <i>Vibrateurs hydrauliques</i> | 14 |
| 3. CONCLUSION | 16 |
| CHAPITRE 2 : VIBRATIONS DANS L'ENVIRONNEMENT | 17 |
| 1. ACOUSTIQUE | 20 |
| 1. 1. <i>Le bruit : généralités</i> | 20 |
| 1. 2. <i>Le bruit du chantier de vibrofonçage</i> | 23 |
| 1. 2. 1. <i>Niveau de puissance acoustique</i> | 23 |
| 1. 2. 2. <i>Etudes antérieures</i> | 23 |
| 1. 2. 3. <i>Les nouvelles études</i> | 25 |
| 1. 2. 4. <i>Conclusions et observations</i> | 32 |
| 1. 3. <i>Recommandations pour réduire les nuisances acoustiques</i> | 32 |
| 2. VITESSES PARTICULAIRES | 34 |
| 2. 1. <i>Vibrations induites par le fonçage de pieu</i> | 34 |
| 2. 1. 1. <i>Caractéristiques d'une onde de vibration</i> | 35 |
| 2. 1. 2. <i>Ondes de vibration dues au fonçage de pieux</i> | 36 |
| 2. 2. <i>Point sur la réglementation</i> | 37 |
| 2. 2. 1. <i>Introduction</i> | 37 |
| 2. 2. 2. <i>Les normes</i> | 39 |
| 2. 2. 3. <i>Synthèse</i> | 44 |
| 2. 2. 4. <i>Conclusion</i> | 46 |
| 2. 3. <i>Mesures sur chantier</i> | 47 |
| 2. 3. 1. <i>Site de Verberie</i> | 47 |
| 2. 3. 2. <i>Site de Vesoul</i> | 50 |
| 2. 3. 3. <i>Site de Fréjus</i> | 53 |
| 2. 3. 4. <i>Site de Monchy Saint-Éloi</i> | 55 |
| 2. 3. 5. <i>Site de Limelette</i> | 62 |

| | |
|---|------------|
| 2. 3. 6. Site de Merville | 65 |
| 2. 4. <i>Modélisation Numérique</i> | 68 |
| 2. 4. 1. Généralités..... | 68 |
| 2. 4. 2. Discrétisation par éléments finis | 69 |
| 2. 4. 3. Validation préliminaire | 69 |
| 2. 4. 4. Modélisation 2D axisymétrique | 73 |
| 2. 4. 5. Modélisation 3D..... | 83 |
| 2. 5. <i>Recommandations pour réduire l'effet des vibrations</i> | 94 |
| CHAPITRE 3 : CAPACITÉ PORTANTE | 95 |
| 1. GENERALITES..... | 97 |
| 1. 1. <i>La réglementation</i> | 97 |
| 1. 1. 1. Cas de la France et de l'Europe | 97 |
| 1. 1. 2. Cas des États Unis d'Amérique (USA)..... | 98 |
| 1. 1. 3. Cas de l'Asie | 98 |
| 1. 2. <i>Méthodes d'estimation empiriques</i> | 99 |
| 1. 3. <i>Essais en vraie grandeur existants</i> | 100 |
| 2. MESURES SUR CHANTIER..... | 102 |
| 2. 1. <i>Essais de MONCHY Saint-ÉLOI</i> | 102 |
| 2. 1. 1. Introduction | 102 |
| 2. 1. 2. Matériels de mesure et programme | 103 |
| 2. 1. 3. Essais de chargement | 106 |
| 2. 1. 4. Interprétation : comparaison du frottement latéral unitaire..... | 109 |
| 2. 1. 5. Interprétation : comparaison des facteurs de portance | 110 |
| 2. 1. 6. Conclusions | 111 |
| 2. 2. <i>Essais de MERVILLE</i> | 113 |
| 2. 2. 1. Introduction | 113 |
| 2. 2. 2. Matériels de mesure et programme | 113 |
| 2. 2. 3. Essais de chargement | 116 |
| 2. 2. 4. Interprétation : comparaison du frottement latéral unitaire..... | 122 |
| 2. 2. 5. Interprétation : comparaison du facteurs de portance | 122 |
| 2. 2. 6. Conclusions | 124 |
| 3. SYNTHÈSE ET RECOMMANDATIONS | 127 |
| CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES | 129 |
| BIBLIOGRAPHIE..... | 133 |
| 1. LISTE BIBLIOGRAPHIQUE..... | 135 |
| 2. NORMES ET RECOMMANDATIONS..... | 141 |
| ANNEXES | 143 |
| 1. ANNEXE : CARACTERISTIQUES DU MATERIEL | 145 |
| 1. 1. <i>Sonomètre</i> | 145 |
| 1. 2. <i>Géophones</i> | 145 |
| 1. 3. <i>Systèmes d'acquisition sismique</i> | 146 |
| 1. 4. <i>Système d'acquisition de Merville</i> | 146 |
| 1. 5. <i>Vibrateurs</i> | 147 |
| 1. 5. 1. Vibrateur ICE | 147 |
| 1. 5. 2. Vibrofonceur [®] PTC | 151 |
| 1. 6. <i>Marteaux</i> | 152 |
| 1. 6. 1. Marteaux IHC..... | 152 |
| 1. 6. 2. Trépideur Menck..... | 153 |
| 1. 7. <i>Configurations spécifiques des matériels de fonçage (essais de Merville)</i> | 153 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 2. | ANNEXE : CARACTERISTIQUES DES PIEUX | 155 |
| 2.1. | <i>Palplanches</i> | 155 |
| 2.2. | <i>Pieux H</i> | 156 |
| 2.3. | <i>Tubes</i> | 156 |
| 2.4. | <i>Pieux béton</i> | 157 |
| 3. | ANNEXE : CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET PLAN D'IMPLANTATION | 158 |
| 3.1. | <i>Site de VERBERIE</i> | 158 |
| 3.1.1. | Contexte géotechnique | 158 |
| 3.1.2. | Implantation | 159 |
| 3.2. | <i>Site de VESOUL</i> | 160 |
| 3.2.1. | Contexte géotechnique | 160 |
| 3.2.2. | Implantation | 161 |
| 3.3. | <i>Site de FREJUS</i> | 162 |
| 3.3.1. | Contexte géotechnique | 162 |
| 3.3.2. | Implantation | 163 |
| 3.4. | <i>Site de MONCHY Saint ELOI</i> | 164 |
| 3.4.1. | Contexte géotechnique | 164 |
| 3.4.2. | Implantation | 166 |
| 3.5. | <i>Site de LIMELETTE</i> | 167 |
| 3.5.1. | Contexte géotechnique | 167 |
| 3.5.2. | Implantation | 168 |
| 3.6. | <i>Site de MERVILLE</i> | 169 |
| 3.6.1. | Contexte géotechnique | 169 |
| 3.6.2. | Implantation | 170 |
| 4. | ANNEXE : DETAILS DES ESSAIS DE MERVILLE | 171 |
| 4.1. | <i>Palplanches AUI6 vibrofoncées</i> | 171 |
| 4.1.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 171 |
| 4.1.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 172 |
| 4.2. | <i>Palplanches AUI6 battues</i> | 173 |
| 4.2.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 173 |
| 4.2.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 174 |
| 4.3. | <i>Tube Ø 508 vibrofoncé</i> | 175 |
| 4.3.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 175 |
| 4.3.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 177 |
| 4.4. | <i>Tube Ø 508 battu</i> | 177 |
| 4.4.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 178 |
| 4.4.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 179 |
| 4.5. | <i>HP 400*213 vibrofoncé</i> | 180 |
| 4.5.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 180 |
| 4.5.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 181 |
| 4.6. | <i>HP 400*213 battu</i> | 182 |
| 4.6.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 182 |
| 4.6.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 183 |
| 4.7. | <i>Palplanches AU-20 vibrofoncées</i> | 184 |
| 4.7.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 184 |
| 4.7.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 185 |
| 4.8. | <i>Palplanches AU-20 battues</i> | 186 |
| 4.8.1. | Mesures en tête – courbe de chargement | 186 |
| 4.8.2. | Mesures extensométriques – distribution des charges | 187 |

GLOSSAIRE

Acoustique : Branche de la physique dont l'objet est l'étude des sons et des ondes sonores.

Balourd : Effet engendré par la rotation d'une masse excentrique ou par extension masse excentrique elle-même.

Battage : Action de soumettre un élément linéaire (pieu, palplanche, tube ...) à des coups de marteau.

Boîtier vibrant : Boite métallique contenant l'ensemble du dispositif de vibrage.

Casque (en battage) : Système coiffant le pieu et recevant les coups de marteau.

Casque (en vibrofonçage) : Système équipé d'une ou plusieurs pinces hydrauliques permettant de rendre solidaires le boîtier vibrant et le pieu.

Célérité : Vitesse de propagation des ondes.

Connexion : Tout système permettant de rendre solidaires le boîtier vibrant et le pieu.

Etrier de suspension : Dispositif reliant le boîtier vibrant au crochet de la grue et équipé d'un système amortissant les vibrations (blocs isolateurs en élastomère en règle générale).

Masse excentrique (ou excentrée) : Masselotte.

Masselotte : Masse susceptible, dans un système mécanique, d'exercer par rotation une force centrifuge.

Mouton : Appareil produisant des impacts ou coups.

Pieu : Terme générique pour désigner l'élément à foncer par vibrage ou battage.

Refus : Enfoncement résiduel du pieu (longueur mesurée par nombre de coups de marteau ou longueur mesurée pour une durée donnée de vibrage).

Sol : Terrain naturel ou non dans lequel sont foncés les pieux.

Surbattage : Action consistant à soumettre un pieu déjà mis en place à plusieurs volées de coups de marteau en mesurant les refus pour contrôler sa portance.

Trépideur : Moutons à l'air comprimé et à frappes rapides.

Vibrateur : Appareil produisant des vibrations mécaniques (le terme " vibreur " est impropre pour désigner les appareils servant au vibrofonçage).

Vibrage : Action de soumettre à des vibrations.

Vibrofonçage : Fonçage par vibrage.

Vibrofonneur[®] : Vibrateur de l'entreprise P.T.C. (marque déposée).

Vitesse particulière : Vitesse instantanée d'une particule.

INTRODUCTION GENERALE

Depuis les débuts de la civilisation, l'Homme a su enfoncer dans le sol un piquet ou un pieu par battage en tapant dessus avec une masse. Le fonçage par vibration, ou vibrofonçage, n'existe que depuis l'époque moderne (années 1930). Quant aux mesures « en temps réel » des déformations et des vitesses, c'est-à-dire à une échelle de temps de quelques millièmes de seconde qui permettent de mieux comprendre les phénomènes de battage et de vibrofonçage, elles ne se sont banalisées qu'avec l'avènement de l'informatique.

Le vibrofonçage est une technique moins répandue et moins classique que celle du fonçage par battage. C'est la raison pour laquelle, le Projet National Vibrofonçage, opération du Réseau Génie Civil et Urbain des ministères du Développement Durable et de la Recherche pilotée par l'Institut pour la Recherche et l'Expérimentation en Génie Civil (IREX) a permis d'aboutir au Guide Technique du Vibrofonçage 2006. L'objectif était d'essayer de répondre aux besoins des utilisateurs en regroupant les connaissances des professionnels et les résultats des recherches pour améliorer les méthodes de prévision du fonçage par vibration, de la capacité portante et des nuisances générées dans l'environnement par l'utilisation de cette technique.

Ce travail ambitionne, par la poursuite des recherches sur le vibrofonçage, de mieux comprendre les phénomènes liés à cette méthode de fonçage des pieux et de la valoriser. L'objectif de cette recherche est donc de comparer, d'analyser et de modéliser les effets d'une mise en œuvre par vibrofonçage et par battage d'éléments identiques (palplanches, tubes aciers, pieux H et pieux en béton armé), pour essayer de répondre à la question suivante : Dans quel environnement on vibrofonce des pieux et avec quel objectif ?

La réponse se décline selon deux axes :

- les vibrations dans l'environnement : propagation dans l'air et dans le sol, et
- la capacité portante du pieu ainsi foncé.

Les techniques de fonçage : par battage et par vibration sont examinées en préambule de ce rapport. En annexes, ont été reportées les caractéristiques des matériels, des pieux et des sites où nous sommes intervenus pour faire des mesures.

La recherche a été poursuivie selon trois grands axes :

- une étude expérimentale en vraie grandeur de l'impact acoustique et plus particulièrement une analyse des bruits engendrés par le fonçage des pieux (métalliques et en béton armé) avec un vibreur, un marteau ou un trépideur, sur cinq sites (Verberie, Vesoul, Fréjus, Monchy Saint-Eloi, Limelette) ;
- une étude expérimentale en vraie grandeur sur trois sites expérimentaux (Verberie, Limelette et Merville) et sur trois chantiers de travaux publics (Vesoul, Fréjus et Monchy Saint-Eloi), en site urbain ou proche de voies de communication sensibles (voie ferrée, route) et, d'autre part une étude numérique, en 2D et 3D, des vibrations qui se propagent dans le sol pendant le vibrofonçage en utilisant le progiciel aux éléments finis CESAR-LCPC. Cette étude a été

réalisée uniquement pour les mesures du site de Merville. Pour mieux comprendre l'approche réglementaire sur la propagation des ondes pendant les phases de fonçage par vibrage ou battage, une étude bibliographique a été réalisée sur les normes et réglementations en vigueur, dans douze pays ;

- une comparaison de la capacité portante des pieux mis en œuvre par battage et par vibrofonçage, dont l'objectif est de proposer une prise en compte dans les règles de calcul françaises de portance des pieux vibrofoncés. Ce volet comporte une étude bibliographique et des résultats d'expériences en vraie grandeur sur deux sites (Monchy Saint-Eloi et Merville). Actuellement, les bureaux d'études ayant peu d'éléments de comparaison, préconisent de sur-battre les pieux vibrofoncés pour pouvoir utiliser des règles de calcul de la capacité portante des pieux battus.

CHAPITRE 1: GENERALITES : FONÇAGE PAR BATTAGE OU PAR VIBROFONÇAGE

MOUTON, *Machine* : c'est ordinairement un gros billot de bois fretté de bandes de fer ... qu'on suspend au haut d'un assemblage de charpente appelé fonnette, pour le laisser retomber sur le pilot qu'on veut enfoncer ... son poids est d'environ 800 livres. Vingt hommes élèvent le mouton en tirant de haut en bas autant de brins de corde ...

Charles-Antoine JOMBERT (1768)

1. BATTAGE

1.1. Définition

Le battage est sans doute la plus ancienne technique utilisée par l'homme pour enfoncer un pilot de bois, puis de fer dans le sol. Les hommes ont compris, depuis la préhistoire, qu'en laissant tomber une masse pesante sur l'extrémité supérieure d'un élément rigide, ils allaient l'enfoncer et que plus la hauteur de chute était grande, plus la force obtenue était importante. Pour pouvoir réaliser cette opération, il faut s'assurer de la tenue et du guidage du pieu et de la mise en œuvre de l'énergie de battage. La chute d'une masse sur la tête de pieu génère une onde qui se propage le long du fût jusqu'à la pointe. L'énergie ainsi transmise en tête de pieu est utilisée pour surmonter le frottement latéral le long du pieu et provoquer la déformation plastique du sol à la pointe. On arrive donc à enfoncer le pieu dans le sol. Toute l'énergie n'est pas utilisée pour le fonçage : une partie se dissipe dans le pieu et une autre est transmise au sol sous forme d'ondes (Ramshaw et al., 1998).

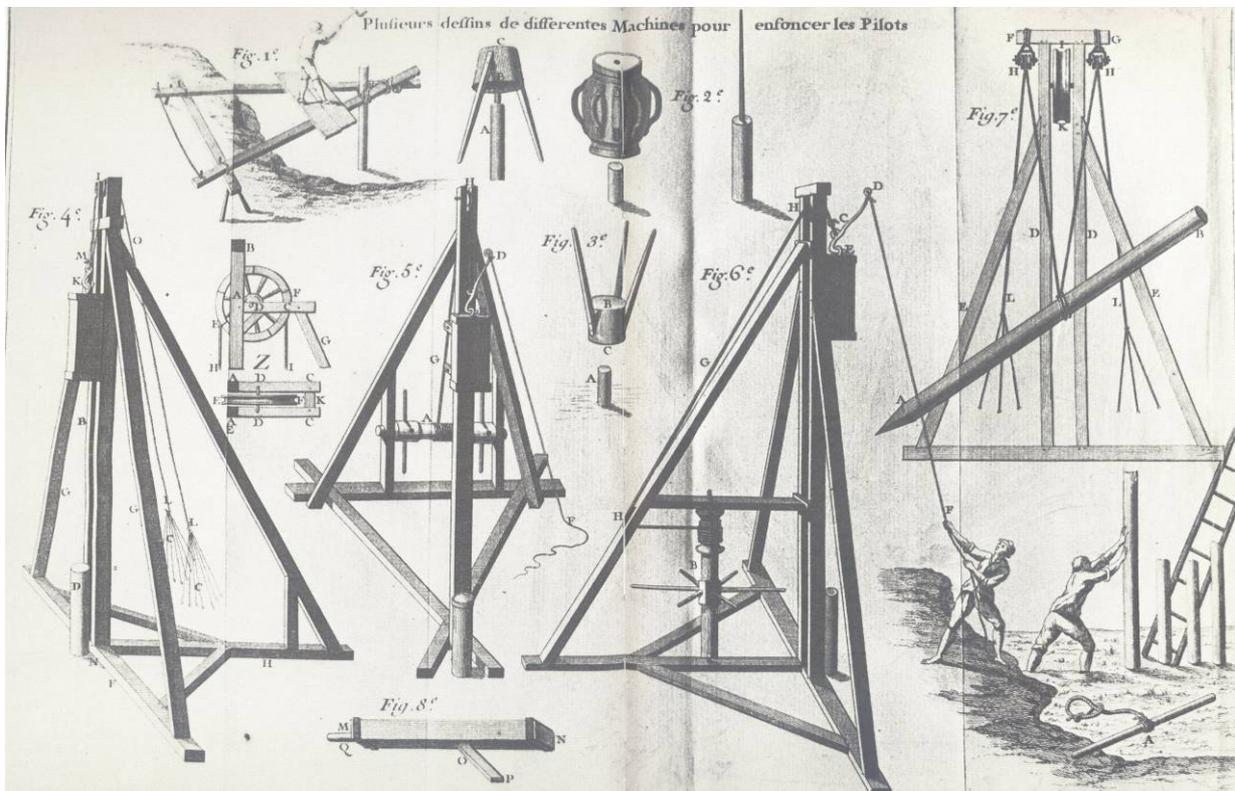


Figure 1.1. Différentes machines pour foncer des pieux (Bélidor, 1750), (Kruizinga, 1997).

1.2. Historique

Depuis la préhistoire les hommes utilisent des pieux en bois ou pilots pour construire ou/et pour fonder des ponts ou des bâtiments. Au cours du temps, la méthode d'installation a connu de nombreux développements. Les anciens pieux étaient installés à l'aide d'une masse manipulée par une ou plusieurs personnes. Des machines avec un système de cordes et poulies sont décrites en 1750 par le Colonel d'Infanterie BELIDOR dans ses ouvrages sur l'« Architecture Hydraulique ». L'enfoncement était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (figure 1.1). Cette technique rudimentaire est toujours utilisée de nos jours, bien que la révolution industrielle ait changé la donne avec l'utilisation de la vapeur. Au XIX^{ème} siècle, James Nasmyth invente le premier marteau à vapeur. C'est en 1926 qu'est créé le premier

marteau à explosion à mélange air/essence (Delta palplanche, 1998). En 1932, un marteau de ce type pouvait soulever une masse frappante de 500 kg. En 1936, on passe à un mélange air/gazole qui est introduit dans la chambre de combustion avant la chute du piston. Le marteau DIESEL s'est imposé comme la référence jusqu'à l'apparition des premiers marteaux hydrauliques dans les années 70. L'un des avantages de l'énergie hydraulique est de générer des forces importantes avec des marteaux de plus petite taille mais aussi de permettre de contrôler en temps réel à la fois l'énergie délivrée par le marteau, la cadence de battage et la vitesse de la masse frappante à l'impact.

1. 3. Principe du marteau hydraulique

Pour les marteaux hydrauliques, un cycle d'opération débute par la levée de la masse frappante monobloc. La soupape P (figure 1.2) positionnée sur le circuit de pression est ouverte et la soupape R placée dans le circuit de retour est fermée (brochure IHC 2008). Une fois que la course de levage préréglée, en fonction de l'énergie souhaitée, est atteinte alors le fonctionnement des soupapes s'inverse. La masse est alors libérée. Après l'impact, le cycle se répète automatiquement.

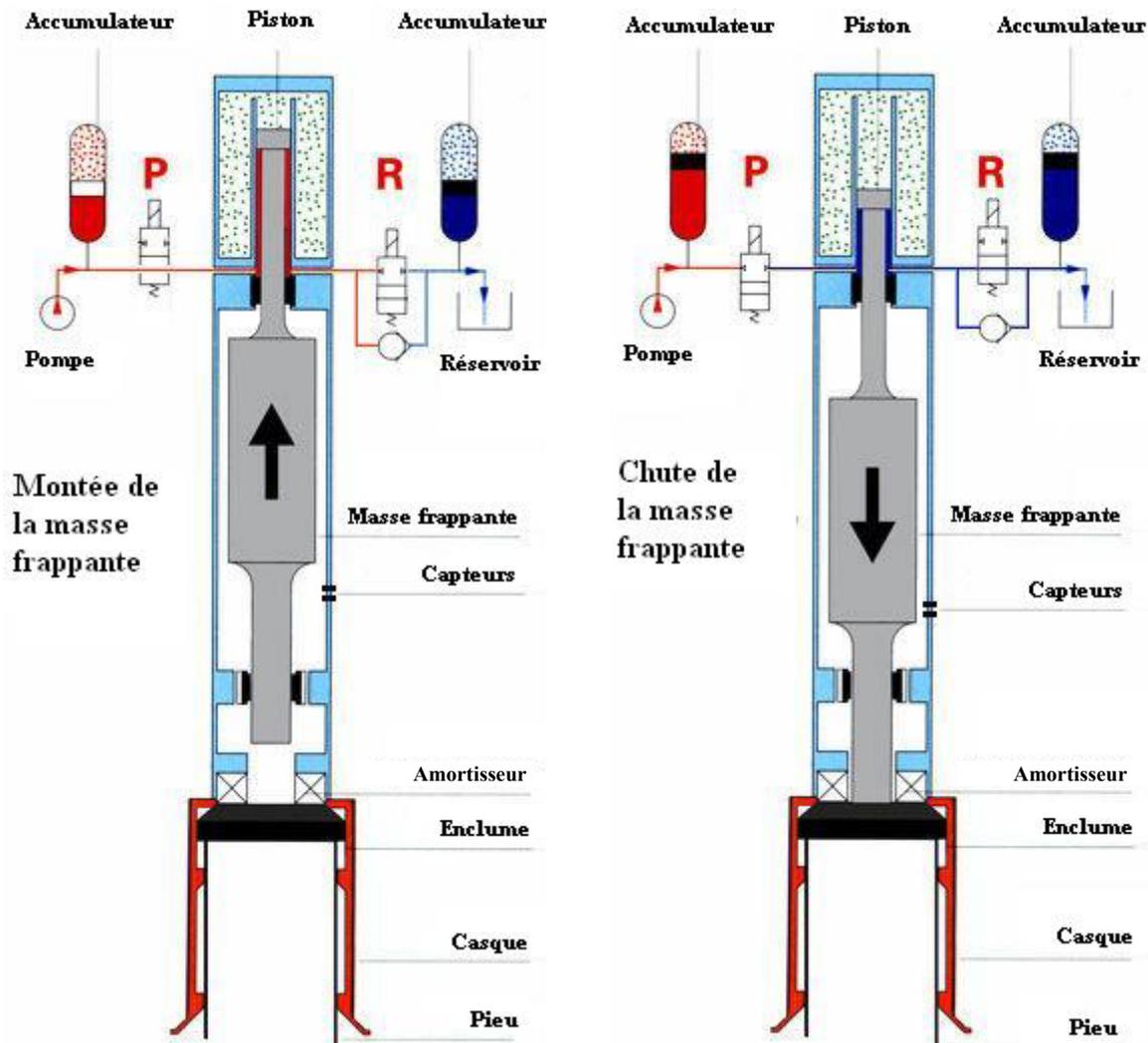


Figure 1.2. Principe de fonctionnement du marteau hydraulique (brochure IHC)

La masse frappante est guidée en haut et en bas. Grâce au gaz pressurisé, le marteau peut fonctionner sous toutes les inclinaisons, même horizontalement. A chaque impact, la masse frappante percute une enclume. Elle est la pièce maîtresse, pour le transfert de l'énergie, du casque de battage qui a différentes formes en fonction du type de pieux à mettre en fiche : soit avec des jambes (pour les palplanches et les pieux H) soit une jupe (pour les pieux tubulaires ou carrés).

1. 4. Matériels

Le fonçage par battage d'un élément rigide dans le sol nécessite l'utilisation d'un mouton et d'un système de guidage.

1. 4. 1. Systèmes de guidage

Le mouton venant se poser sur l'élément à foncer, il est indispensable d'utiliser un système de guidage. Il se fait principalement suivant deux méthodes : le mât de battage ou le guide de battage.

1. 4. 1. 1. Mât de battage

En mode guidé sur mât, le porteur hydraulique (engin de chantier) est équipé d'un mât de guidage (figure 1.3) sur le quel coulisse le mouton dans un système de rails : le mouton est solidaire du mât. Le positionnement et le contrôle de la verticalité ou de l'inclinaison sont grandement facilités. Ce mode est le plus adapté à la mise en oeuvre d'éléments inclinés. Mais il n'est pas adapté à la mise en place de pieux de grand diamètre.

1. 4. 1. 2. Guide de battage

En mode pendulaire, le mouton est suspendu au câble d'une grue à flèche. Avant de positionner le mouton sur l'élément à battre, il est nécessaire de le maintenir dans un guide ou châssis de fonçage (figure 1.4) à la différence de la méthode précédente.

1. 4. 2. Moutons ou marteaux

Le choix d'un système de battage approprié est essentiel pour foncer convenablement les pieux et palplanches et parvenir à la cote souhaitée en toute sécurité. Les différents types de moutons utilisables pour le fonçage par battage sont :

- les moutons à chute libre,
- les moutons diesel,
- les moutons hydrauliques à double effet (utilisés dans cette étude),
- les trépieds ou les moutons à double effet à l'air comprimée et à frappes rapides.



Figure 1.3. Mât de battage (photo IHC)



Figure 1.4. Guide de battage

2. VIBROFONCAGE

2. 1. Définition

L'utilisation de vibrations longitudinales forcées pour faciliter la pénétration par fonçage dans le sol d'éléments verticaux (en règle générale métalliques) s'est développée dans les travaux publics depuis les années 1950. Ce procédé est maintenant couramment désigné par le terme "vibrofonçage". On s'est en effet rapidement rendu compte de son efficacité et de son rendement dans beaucoup de conditions de terrain. C'est d'abord en URSS et en Allemagne que cette technique s'est largement développée, puis en Europe et dans le monde, la France étant très présente dès l'origine dans la mise au point et l'utilisation de matériels spécialisés (vibrofonçeurs® PTC).

Il est facile de soumettre un élément rigide linéaire suspendu à des vibrations forcées longitudinales, en utilisant un vibreur (figure 1.5) comportant un nombre pair de masselottes excentrées disposées symétriquement par rapport à l'axe vertical de l'élément et tournant en sens inverse. Si les masselottes tournent à vitesse constante, l'excitation est sinusoïdale ; et pour un élément suspendu qui n'est soumis qu'à l'action de la gravité et à celle du vibreur, on obtient rapidement un régime stable d'ondes stationnaires : toutes les sections de l'élément vibrent en phase ; s'il n'y a pas d'amortissement interne dans l'élément, l'énergie consommée est théoriquement nulle. Dans la réalité il y a perte d'énergie dans le système mécanique par échauffement. L'élément lui-même est soumis à des efforts dont la moyenne dans le temps est nulle.

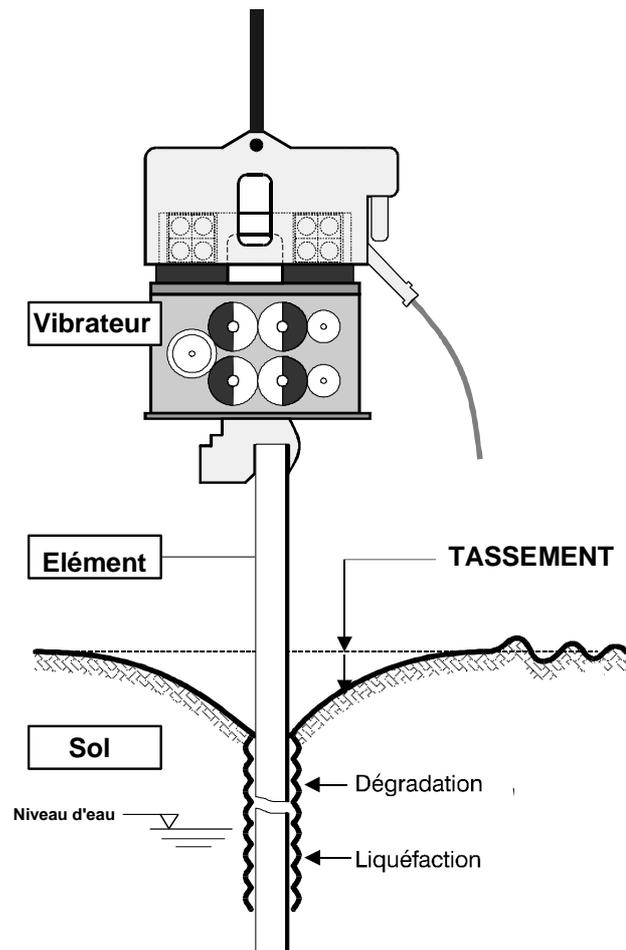


Figure 1.5. Vibrofonçage : Représentation schématique (Holeyman, 2002)

Sous son poids et s'il est soumis, en plus, à un effort constant vers le bas (ou vers le haut dans le cas d'arrachage), l'élément ainsi " vibré " pénètre dans le sol (ou en est extrait). Le vibreur fournit alors de l'énergie à l'élément, énergie dissipée dans le sol. L'expérience montre que cette énergie est en règle générale très bien utilisée, car la pénétration par fonçage est grandement facilitée par les vibrations. La pénétration n'est plus possible ou devient trop lente si le vibreur n'est plus capable de fournir l'énergie qui lui est demandée, ou si l'effort de fonçage ne peut plus vaincre la résistance à la pénétration du sol.

Le vibrofonçage est un procédé qui soumet, en partie courante, l'acier -ou le matériau constitutif du pieu- à des contraintes qui restent nettement inférieures à sa limite élastique. Il est peut-être moins performant que le battage dans les terrains ayant une forte résistance à la pénétration, dans lesquels il est indispensable de contrôler le battage pour ne pas soumettre le matériau à des contraintes excessives susceptibles de le déformer.

En règle générale, le vibrofonçage est bien indiqué dans les terrains sableux, saturés ou non, et dans les terrains alluvionnaires; son utilisation reste possible dans d'autres types de terrains, comme le montrent les essais faits à Merville (argile raide des Flandres) dans le cadre du Projet National Vibrofonçage (Guide technique vibrofonçage, 2006). Ces essais sont présentés dans les chapitres 2 et 3.



Figure 1.6. Vibrofonçage en ville dans les années 60 (Photographie de PTC)

2. 2. Historique

Simultanément en Allemagne et en Russie au début des années 1930 est apparue la technique de fonçage par vibration pour mettre en place des pieux dans le sol. La première application commerciale fut réalisée par HERTWIG en 1932. Un vibreur est utilisé pour fonder par vibration des pieux en bois pour les fondations de la "Technische Hochschule in Berlin Charlottenburg". Dans l'ancienne URSS, le concept de fonçage par vibration est formulé par PAVYLUK en 1931 comme une conséquence de ses recherches en dynamique des sols sur les vibrations entretenues. BARKAN a publié ce travail en 1960 qui a été traduit en français en 1963. C'est en 1949, sur le chantier du barrage hydroélectrique de Gorki (URSS), que pour la première fois dans l'histoire du Génie Civil, on a procédé au fonçage de palplanches métalliques par vibration, avec la mise en place de près de 4000 éléments de palplanches. Par la suite, les recherches fondamentales et appliquées se sont poursuivies. L'utilisation des vibrateurs s'est développée et au début des années soixante (figure 1.6), ces appareils étaient fabriqués en Allemagne, en France, aux Pays-Bas, aux USA, en URSS et au Japon.

L'évolution de la technologie a entraîné :

- le remplacement progressif des vibrateurs électriques par des vibrateurs hydrauliques,
- l'augmentation de la vitesse de rotation des masses excentriques,
- la mise au point de systèmes de déphasage des masses excentriques (vibrateurs à moment variable) qui permettent d'exécuter des travaux de vibrofonçage en zone sensible. Le premier système opérationnel a été inventé et breveté par C. HOUZE de la société PTC en 1989,
- la publication en 2006 du premier « Guide Technique du Vibrofonçage » qui est l'aboutissement du Projet National Vibrofonçage, opération du Réseau Génie Civil et Urbain des ministères français de l'Équipement et de la Recherche, qui a débuté en novembre 2000 pour se terminer en décembre 2005.

2. 3. Principe

Les vibrations générées par le vibreur puis transmises au sol par l'intermédiaire du profilé permettent l'enfoncement de celui-ci si l'énergie est suffisante pour vaincre la résistance du sol. Le profilé s'enfonce alors sous son propre poids et celui du vibreur avec des vitesses de pénétration pouvant aller jusqu'à plusieurs mètres par minute.

La vibration est générée par des balourds de masse (m) (ou masses excentriques ou masselottes), en nombre pair, tournant à la même vitesse, mais en sens opposés, de sorte que les composantes horizontales (F_h) de la force centrifuge (F_c) s'annulent : la résultante est une force verticale (F_v) d'intensité sinusoïdale (voir figure 1.7).

Actuellement, les masses excentriques sont entraînées par des moteurs hydrauliques, alimentés par une centrale à débit variable. La motorisation hydraulique présente de nombreux avantages tels qu'un bon rapport poids/puissance, une grande souplesse d'utilisation avec des performances élevées et des possibilités de réglage de la vitesse de rotation et donc de la fréquence des masses excentriques. Selon le vibreur hydraulique, les masses excentriques tournent à des vitesses comprises entre 1200 et 3000 t/mn, soit des fréquences de 20 à 50 Hz.

Selon l'expérience des professionnels du vibrofonçage (fabricants et entreprises), il faut, pour fonder par vibration un pieu, que l'amplitude de déplacement ou de service (déplacement vertical maximal (crête à crête) du système vibrant libre au cours d'une rotation des

excentriques) soit supérieure à 4 mm. Elle est fonction du moment excentrique, de la fréquence et du poids total du système "vibrateur-pieu".

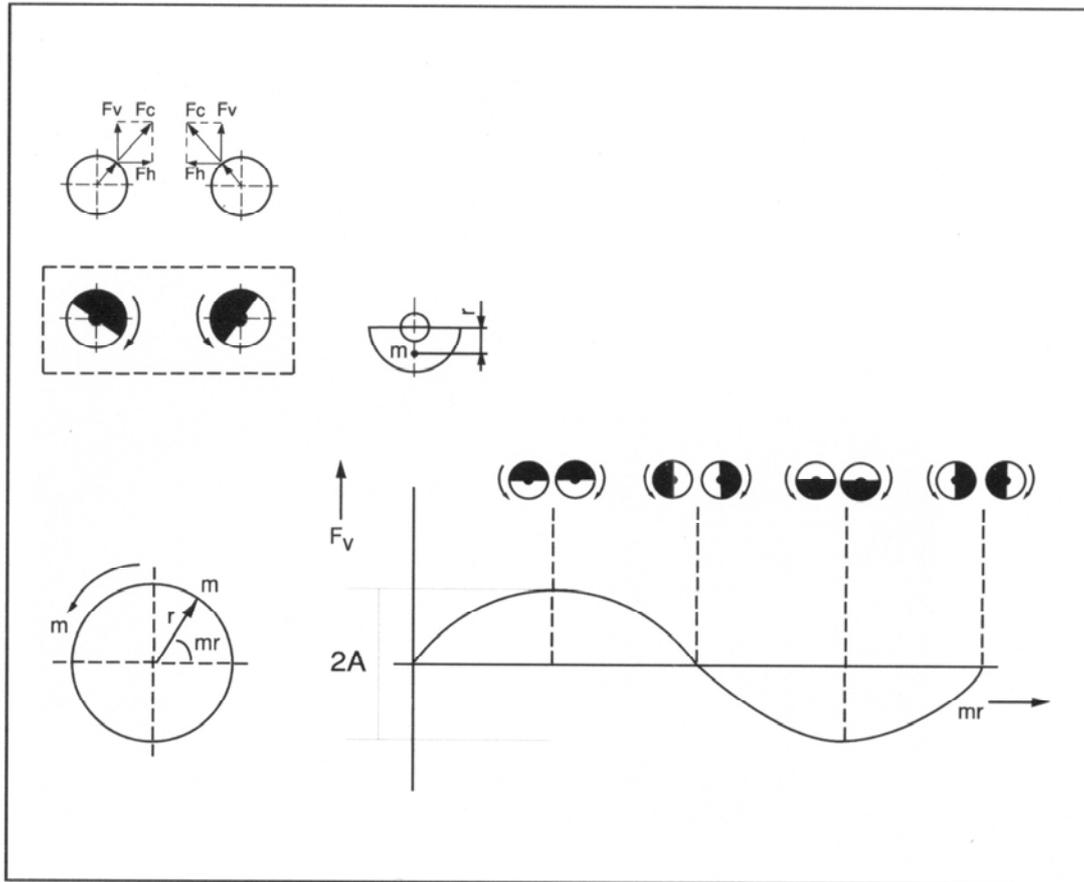


Figure 1.7. Principe de fonctionnement d'un vibrateur (brochure ICE)

2. 4. Matériels

Le fonçage par vibrage d'un élément rigide dans le sol nécessite l'utilisation d'un vibrateur et d'un système de guidage.

2. 4. 1. Systèmes de guidage

Les systèmes de guidage qui sont utilisés pour foncer des pieux par vibrage sont les mêmes que ceux utilisés pour le battage, voir chapitre 1.4.1.

2. 4. 2. Vibrateurs hydrauliques

Les vibrateurs les plus couramment utilisés sont alimentés par un groupe hydraulique. Il en existe deux grandes familles : les vibrateurs à moment fixe (fréquence standard et haute fréquence) et les vibrateurs à moment d'excentricité variable. Les principales caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.1. Le vibrateur est constitué essentiellement d'un boîtier vibrant, d'un étrier de suspension, d'un casque et d'une masse statique.

Les vibrateurs à fréquence « standard » présentent à la fois une bonne robustesse, une amplitude importante et une force centrifuge élevée. Ils sont adaptés au vibrofonçage de palplanches et de profilés de grandes dimensions, en conditions difficiles.

Tableau 1.1 : Principales caractéristiques des vibrateurs (Gonin et al., 2006)

| Vibrateur | fréquence de service (tr/mn) | moment d'excentricité (kg.m) | force centrifuge (kN) | amplitude maximum de déplacement (avec pince à palplanche) (crête à crête) (mm) |
|--------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|---|
| standard | 1300 à 2000 | jusqu'à 261 | jusqu'à 6050 | jusqu'à 35 |
| haute fréquence | 2000 à 3000 | 6 à 64 | 400 à 2700 | 10 à 26 |
| moment d'excentricité variable | 2000 à 2500 | 0 à 64 | 0 à 3300 | 10 à 26 |

Les vibrateurs à " haute fréquence " combinent une faible amplitude de la force et une fréquence élevée. Le moment excentrique réduit signifie que le vibrateur atteint rapidement son régime de travail en limitant donc le phénomène de sensibilité des sols lors des phases de démarrage et d'arrêt.

Les vibrateurs à « moment d'excentricité variable » fonctionnent avec un déphasage des masses excentriques, lors des phases de démarrage et d'arrêt, ce qui permet de ne pas générer de vibrations dans le sol lorsque la fréquence de fonctionnement est inférieure à 33 Hz. Ils peuvent être pilotés par un ordinateur pour permettre de contrôler, à l'aide de mesures in-situ, le niveau des vibrations transmises à l'environnement.

De par leur technologie, les vibrateurs hydrauliques ainsi que les marteaux hydrauliques peuvent être utilisés aussi bien en site terrestre, à l'air libre, qu'en site aquatique (figure 1.8) sous l'eau.



Figure 1.8. Vibrateur à fréquence standard ICE 250NF

3. CONCLUSION

Le fonçage par battage présente par rapport au fonçage par vibrage une différence essentielle : l'énergie transmise par le choc du mouton ou marteau sret non seulement à briser les liaisons entre la surface latérale du pieu et le sol mais aussi à le faire pénétrer, tant que l'amortissement de l'onde de choc n'est pas trop important. Par conséquent, l'intensité de l'énergie transmise par un choc peut détériorer le pieu. Ce problème ne se pose pratiquement pas pour le vibrofonçage, pour lequel la pénétration est obtenue sous l'effort permanent appliqué au pieu (Gonin, 1985).

En pendulaire, le fonçage par battage nécessite une mise en fiche préalable car les casques des marteaux ne sont pas solidaires des pieux mais juste posés sur la têtes de ceux-ci, à la différence des pinces qui les tiennent lors du vibrofonçage. Dans ce cas il est possible d'utiliser un deuxième atelier de fonçage pour enfoncer sur quelques mètres le pieu ; la mise en fiche se faisant par vibrofonçage par exemple.

Sauf cas très particuliers, le vibrofonçage de pieux permet d'avoir des cadences beaucoup plus importantes que le battage : soit un gain de temps et d'argent.

En conclusion, chaque technique a ses avantages et ses inconvénients mais elles ont toutes les deux la même fonction : le fonçage de pieux ou de palplanches. Elles sont donc complémentaires plus que concurrentes : généralement, le fonçage de pieux ou de palplanches s'effectue par battage dans les sols cohérents et par vibrofonçage dans les sols granulaires.

CHAPITRE 2 : VIBRATIONS DANS L'ENVIRONNEMENT

SON, Les vibrations sonores stimulent l'activité des centres nerveux (musique militaire); par contre, l'absence de tout bruit, comme au sommet des montagnes, a un effet calmant, mais peut, surtout à la longue, entraîner la tristesse et un affaïssement intellectuel et moral chez certains individus.

Dr. BURNIER (1924)

Pendant le fonçage d'un élément, une partie de l'énergie est transmise dans le sol. Cette énergie peut être ressentie en surface sous forme de vibrations : « la terre tremble ». Ces vibrations peuvent occasionner une gêne aux riverains, et peuvent faire craindre à ceux-ci des risques d'endommagement de leurs biens. Dès lors, il n'est pas étonnant que près de 10% des plaintes formulées sur les nuisances urbaines aient pour origine les chantiers de BTP.

Pour mieux maîtriser ces nuisances qui peuvent entraîner l'arrêt du chantier, une approche raisonnée en matière d'étude et de limitation des risques pourrait être réalisée. Elle comprendrait d'abord la mesure ou l'estimation des vibrations dans le sol à partir de données comme le type ou la longueur des palplanches, le type de mouton et son énergie nominale, ainsi que les conditions de sol, puis une évaluation de la sensibilité de la structure aux vibrations dans le sol et, enfin une décision sur les contre-mesures à prendre. Bien qu'il existe des normes et des publications offrant des indications sur les niveaux admissibles de vibrations pour différents types de structures, l'état du bâtiment et du sol doivent être impérativement pris en considération, ainsi que son affectation.

L'être humain est très sensible aux vibrations : il réagit à des niveaux de vibrations cent fois plus faibles que ceux qui peuvent causer des dommages aux bâtiments. Par ailleurs, sa perception des vibrations dépend du milieu de propagation des ondes : air, eau ou sol. Nous nous intéressons ici aux bruits, c'est à dire aux ondes sonores qui se propagent dans l'air à partir de sources de vibrations quelconques.

La perception des vibrations associée au bruit ambiant peut augmenter l'effet de nuisance sur ce que ressent le riverain. Sur un chantier de vibrofonçage, une grande partie des bruits est générée par le matériel auxiliaire : mâts de guidage, chaînes, élingues, groupes hydrauliques, guides métalliques, moteurs des engins de levage, ... Ce niveau sonore peut être diminué par des moyens assez simples : utilisation de palplanches pincées, de lubrifiant dans les griffes libres, de plaques de frottement non métalliques sur les guides (bois, matières synthétiques,...), de groupes insonorisés, l'isolation acoustique des élingues, câbles et chaînes de sécurité (enrobage par matériau isolant : mousse, caoutchouc ...).

En plus du bruit sourd du battage, les moutons diesels, à la différence des marteaux hydrauliques, rejettent dans l'atmosphère des fumées noires ainsi qu'une fine pluie d'huile suivant l'âge et la qualité de l'entretien des matériels.

Le contenu de ce chapitre se rapporte aux études suivantes :

- une étude expérimentale en vraie grandeur de l'impact acoustique et plus particulièrement une analyse des bruits engendrés par le fonçage des pieux soit avec un vibreur, soit avec un mouton ou marteau et soit avec un trépideur,
- une étude expérimentale en vraie grandeur des vitesses particulières toujours pendant le fonçage des pieux qui est couplé à une étude numérique avec des modèles en 2D et 3D.

L'étude expérimentale en vraie grandeur des ondes induites dans le sol par le fonçage de pieux porte sur trois chantiers expérimentaux, sur deux chantiers de réalisation de passages inférieurs ainsi que sur un chantier de construction de centrale de traitement des eaux usées. Nous allons analyser ces différentes expérimentations afin de faire ressortir les facteurs d'influence de la technique pour essayer de déterminer les points communs à ces six fonçages.

1. ACOUSTIQUE

Contrairement à beaucoup d'autres problèmes de l'environnement, la pollution par le bruit continue à se développer et génère un nombre croissant de plaintes de la part des personnes qui y sont exposées. La croissance des nuisances sonores est insupportable, parce qu'elle a des effets négatifs sur la santé à la fois directs et cumulés. Elle affecte toutes les générations, et a des implications socio-culturelles, physiques et économiques.

1. 1. Le bruit : généralités

Le bruit dans l'environnement est défini comme le bruit émis par toutes les sources. Les sources principales de bruit de l'environnement incluent le trafic aérien, le trafic routier, le trafic ferroviaire ; les industries, les chantiers de construction et les travaux publics, et le voisinage (la tondeuse, les cris, les animaux familiers ...). Les sources principales de bruit à l'intérieur sont les systèmes de ventilation, les machines de bureau, les appareils ménagers et le voisinage (la musique, la voix, les pas...).

Physiquement, il n'y a aucune distinction entre le son et le bruit. Le son est une perception sensorielle et la configuration complexe des ondes sonores est désignée par les termes de : bruit, musique, parole... Le bruit est ainsi défini comme étant un son indésirable (Berglund et al., 1999).

La plupart des bruits de l'environnement peuvent être décrits par plusieurs mesures simples. Les mesures qui quantifient le bruit prennent en compte le contenu fréquentiel des bruits, les niveaux de pression acoustique globaux ainsi que les variations de ces niveaux dans le temps. Dans les années 1930, Reiher et Meister ont défini une échelle de la sensibilité humaine aux vibrations en fonction de la fréquence et de l'amplitude des vibrations (voir figure 2.1).

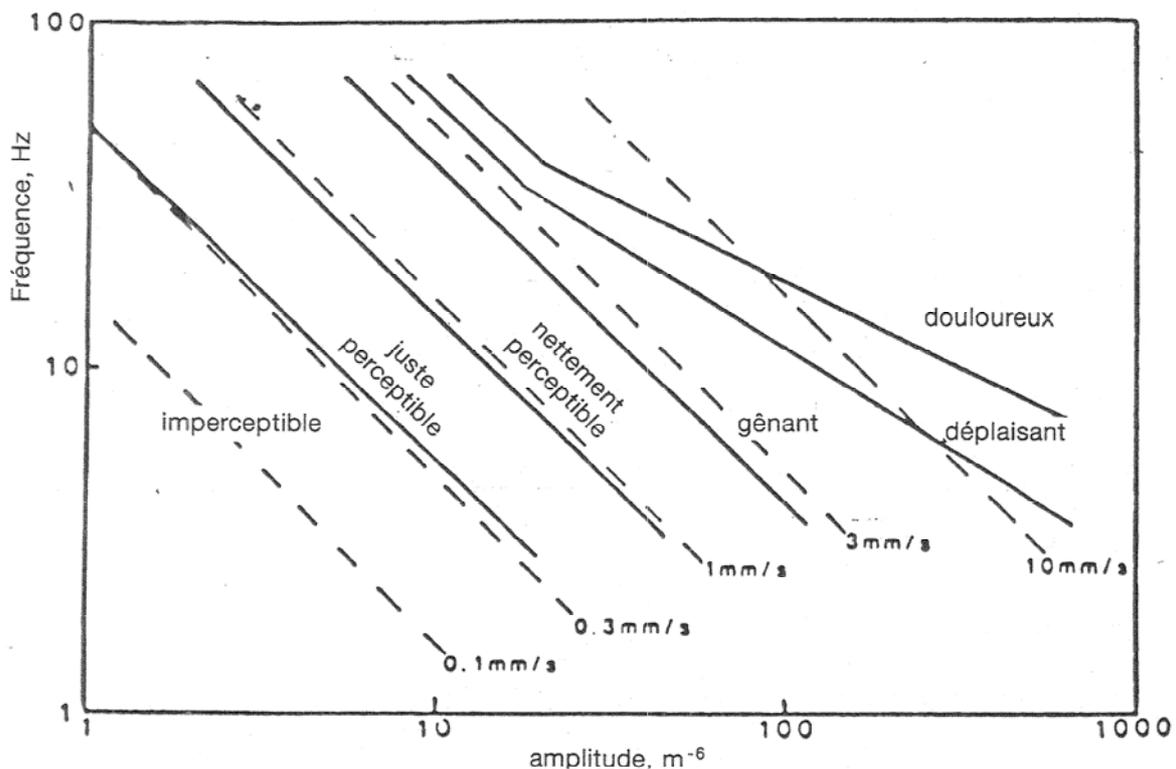


Figure 2.1. Echelle de RIEHER et MEISTER, avec vitesses imposées (TESPA, 1995)

La pression acoustique due aux vibrations d'un bruit est l'amplitude de variation de la pression autour de la pression atmosphérique moyenne. L'intervalle des niveaux acoustiques que les auditeurs humains peuvent détecter est très large. Ces niveaux sont mesurés sur une échelle logarithmique. L'unité est le décibel. En conséquence, ces niveaux ne peuvent pas être ajoutés ou ramenés à une moyenne arithmétique. La figure 2.2 présente une échelle simplifiée de différents types de bruit exprimés en décibel.

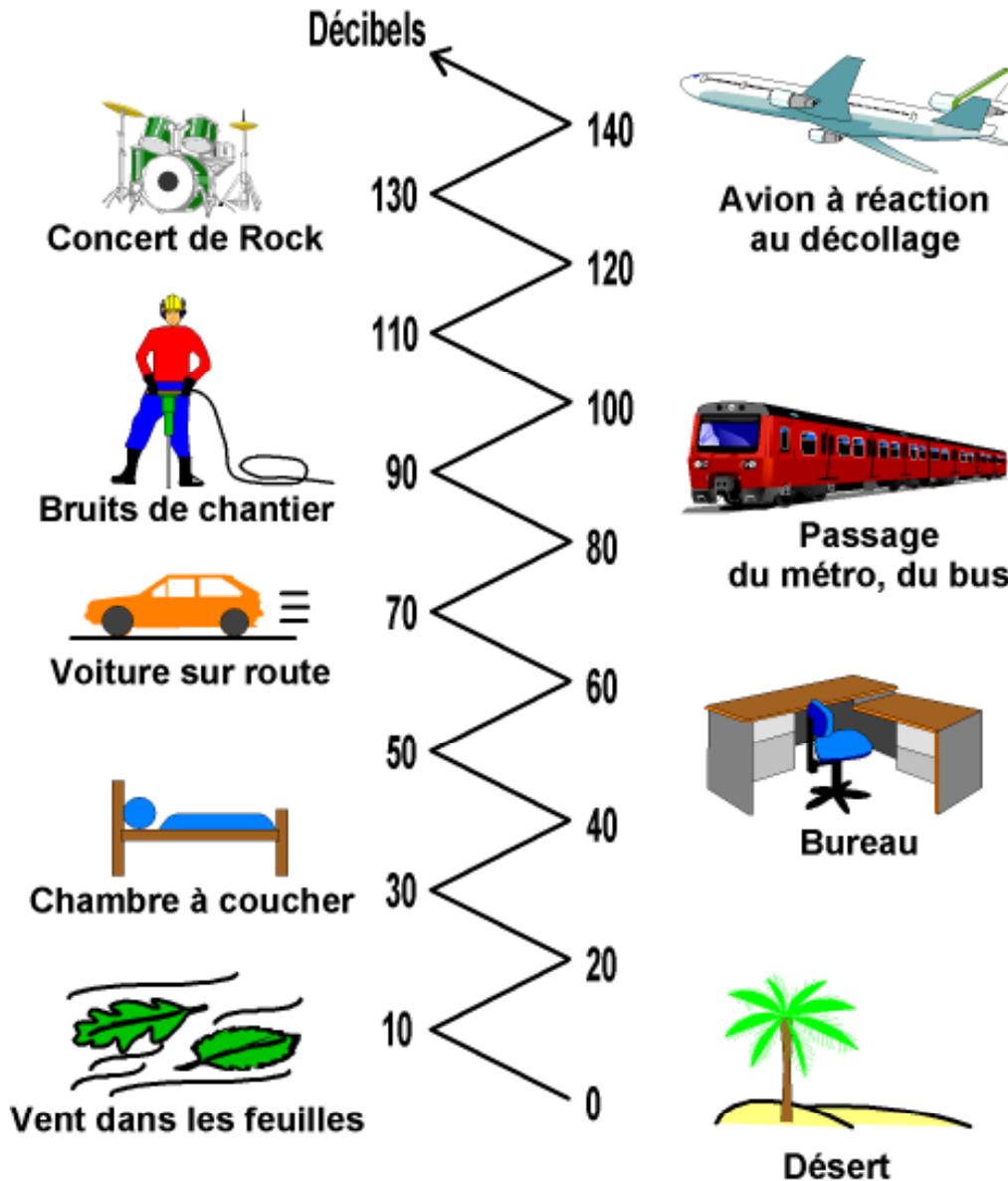


Figure 2.2. Echelle du bruit en décibels [dB(A)]

Dans l'Union Européenne environ 40% de la population est exposée au bruit du trafic routier ce qui équivaut à un niveau de pression acoustique excédant 55 dB(A) pendant la journée, et 20% sont exposés à des niveaux excédant 65 dB(A). Lorsque tous les bruits de transport sont réunis, on estime que plus de la moitié des citoyens de l'Union Européenne vit dans des zones qui ne leur assurent pas un minimum de confort acoustique. Pendant la nuit, plus de 30% sont exposés à des niveaux de pression acoustique excédant 55 dB(A), ce qui perturbe leur sommeil (figure 2.3). La nuisance sonore est également grave dans les villes des pays en voie de développement. Elle est due principalement au trafic routier et dans les zones de trafic routier intense, les niveaux de pression acoustique pendant 24 heures peuvent atteindre 75-80 dB(A).

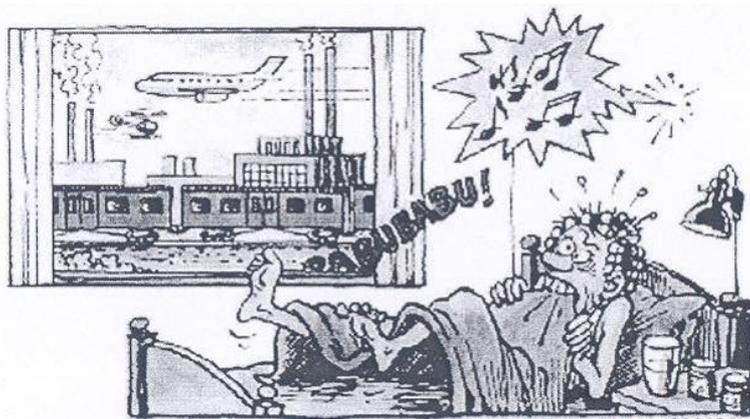


Figure 2.3. La perception du bruit (Brüel et Kjaer, 2000)

Les bruits de chantier ne sont pas des bruits permanents (figure 2.4) comme le bruit de trafic mais ils peuvent atteindre ponctuellement, pendant la durée des travaux des niveaux sonores de 80 à 100 dB(A). On observe alors qu'un bruit impulsionnel est plus difficilement acceptable qu'un bruit régulier de même niveau sonore. De ce fait, un chantier de vibrofonçage sera perçu comme moins agressif qu'un chantier de battage.

Les normes et circulaire de référence pour la caractérisation et la mesure des bruits sont :

NF S31-110 Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Grandeurs fondamentales et méthodes générales d'évaluation

NF S31-010 Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Méthodes particulières de mesurage

Circulaire n°97-110 du 12/12/1997 relative à la prise en compte du bruit dans la construction de routes nouvelles ou l'aménagement de routes existantes du réseau national.

NF EN ISO 3744 Détermination des niveaux de puissance acoustique émis par les sources de bruit à partir de la pression acoustique.

NF EN 996/A2 Prescriptions de sécurité – Matériel de battage.



Figure 2.4. Les bruits de chantier sont multisources (Brüel et Kjaer, 2000)

1. 2. Le bruit du chantier de vibrofonçage

Comme nous venons de l'exposer, le ressenti des bruits générés par les chantiers est synonyme de nuisances. Un chantier pour être furtif doit donc se faire sans gêner les riverains ; c'est dans cette thématique que vient s'inscrire cette étude sur le bruit de chantier dû au fonçage par vibrage des pieux métalliques ou en béton armé préfabriqué.

1. 2. 1. Niveau de puissance acoustique

On caractérise les engins de chantier par leur puissance acoustique. Elle s'exprime en décibels. La connaissance de cette valeur permet de déterminer le niveau sonore d'un engin à une distance donnée. La méthode de calcul qui est proposée par Mériel et Bonhomme (1997) sépare le cas des sources fixes des sources mobiles. Le fonçage par vibrage et battage est assimilable à une source fixe ou faiblement mobile. La mesure doit être réalisée à une distance d'au moins une fois la plus grande dimension de l'engin ou matériel de chantier, à 1,2 m au-dessus du sol et à plus de 3 mètres de toute surface réfléchissante. On obtient ainsi le niveau acoustique L_{Aeq} par cycle de travail représentatif pour chaque point de mesure. Dans le cas d'un sol réfléchissant, le niveau de puissance acoustique L_{WA} est donné par :

$$L_{WA} = L_{Aeq} + 20 \log d + 8 \quad (1)$$

avec:

- d : distance « source-point de mesure » en mètres.

On calcule ensuite la valeur moyenne de L_{WA} par :

$$L_{WA_{moyen}} = 10 \log \left[\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N 10^{0.1 L_{WA_i}} \right] \quad (2)$$

avec:

- N : nombre de points de mesures.

1. 2. 2. Etudes antérieures

Il n'existe à notre connaissance pas de publications ou de données comparatives traitant des bruits induits par le fonçage par vibrage et par battage de pieux. C'est pourquoi nous détaillons ci-après deux publications marquantes concernant les nuisances des chantiers de travaux publics. Elles posent les premières bases sur lesquelles nos travaux vont s'appuyer.

En mars 1997, Messieurs Mériel et Bonhomme ont publié dans le Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées une synthèse sur le bruit émis par les chantiers en milieu urbain qui est une des nuisances les plus fréquemment citées. Le tableau 2.1 permet de se faire une idée du bruit émis par différents engins de chantier, mais il ne permet pas de faire une comparaison entre le vibrofonçage et le battage, car ces deux méthodes sont regroupées sur la même ligne 33 qui est intitulée : Mouton – Marteau – Vibreur. Il ne faut pas confondre avec la ligne 45 (vibreux) qui traite du vibreux qui est utilisé pour aider à la mise en œuvre des bétons.

En 2002, le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Blois a réalisé une étude acoustique (Boittin, 2002) sur la commune de La Riche (Indre et Loire) sur un chantier SNCF en vue de supprimer un passage à niveau. Pour cet essai, des palplanches simples de type PU 20 de 8 mètres de long ont été vibrofonçées avec un vibreur ICE 14RF et battues avec un marteau hydraulique IHC S35. Sur le chantier, à 26 mètres de la source (zone de fonçage des palplanches), il a été mesuré une différence de puissance acoustique entre le fonçage par battage et par vibrage de 5 dB(A). [Battage : $L_w = 130$ dB(A), Vibrofonçage :

$L_w = 125 \text{ dB(A)}$]. Dans cette étude, le battage a été le plus bruyant des deux modes de mise en œuvre observés.

Tableau 2.1 : Valeurs relevées par famille d'engins ou de matériels (Mériel, 1997)

| N° | Nom de l'engin | Nombre d'engins | LWA mini dB(A) | LWA maxi dB(A) | LWA moyen dB(A) |
|----|------------------------------|-----------------|----------------|----------------|-----------------|
| 1 | Arroseur | 1 | 120 | 120 | 120 |
| 2 | Autograde | 1 | 110 | 110 | 110 |
| 3 | Balayeuse | 1 | 105 | 105 | 105 |
| 4 | Bétonnière portée | 3 | 91 | 98 | 96 |
| 5 | Buteur | 20 | 102 | 118 | 111 |
| 6 | Camion | 9 | 95 | 109 | 106 |
| 7 | Camion à peinture | 1 | 107 | 107 | 107 |
| 8 | Centrale à blanc | 2 | 106 | 113 | 109 |
| 9 | Chargeuse sur chenilles | 2 | 104 | 106 | 105 |
| 10 | Chargeuse sur pneumatiques | 20 | 100 | 117 | 110 |
| 11 | Chargeuse-pelleteuse | 12 | 99 | 109 | 105 |
| 12 | Chariot élévateur | 2 | 98 | 102 | 100 |
| 13 | Citerne avec motopompe | 1 | 103 | 103 | 103 |
| 14 | Compacteur à pied dameur | 2 | 115 | 116 | 115 |
| 15 | Compacteur monocylindre | 16 | 100 | 112 | 104 |
| 16 | Compacteur sur pneumatiques | 10 | 99 | 114 | 103 |
| 17 | Compacteur statique | 1 | 101 | 101 | 101 |
| 18 | Compacteur vibrant | 18 | 100 | 115 | 106 |
| 19 | Compresseur (moto) | 5 | 90 | 117 | 106 |
| 20 | Concasseur | 1 | 117 | 117 | 117 |
| 21 | Débroussailluse | 2 | 101 | 106 | 103 |
| 22 | Décapeuse automotrice | 6 | 108 | 118 | 111 |
| 23 | Drague suceuse | 1 | 119 | 119 | 119 |
| 24 | Excavateur | 1 | 110 | 110 | 110 |
| 25 | Finisseur | 8 | 107 | 113 | 109 |
| 26 | Foreuse | 16 | 101 | 126 | 114 |
| 27 | Gravillonneur | 3 | 98 | 102 | 99 |
| 28 | Groupe de soudage | 1 | 110 | 110 | 110 |
| 29 | Groupe électrogène | 10 | 89 | 116 | 109 |
| 30 | Grue | 8 | 94 | 114 | 107 |
| 31 | Machine à caniveaux | 1 | 111 | 111 | 111 |
| 32 | Marteau-piqueur | 6 | 112 | 121 | 116 |
| 33 | Mouton - Marteau - Vibreur | 20 | 104 | 132 | 118 |
| 34 | Niveleuse automotrice | 18 | 94 | 113 | 105 |
| 35 | Pelle sur chenilles < 100 kW | 14 | 103 | 111 | 107 |
| 36 | Pelle sur chenilles > 100 kW | 18 | 102 | 116 | 109 |
| 37 | Pelle sur pneumatiques | 14 | 102 | 112 | 106 |
| 38 | Pelle avec brise-roche | 8 | 114 | 123 | 118 |
| 39 | Perforatrice | 1 | 121 | 121 | 121 |
| 40 | Pilonneuse | 1 | 107 | 107 | 107 |
| 41 | Répanduse | 3 | 95 | 100 | 98 |
| 42 | Scie à essence | 3 | 112 | 117 | 114 |
| 43 | Scie sur tracteur | 1 | 114 | 114 | 114 |
| 44 | Tombereau automoteur | 17 | 100 | 113 | 108 |
| 45 | Vibreux | 1 | 108 | 108 | 108 |

1. 2. 3. Les nouvelles études

1. 2. 3. 1. Introduction

Le Projet National Vibrofonçage (Guide technique vibrofonçage, 2006) n'évoquant que succinctement la question du bruit généré et ne présentant aucune mesure, nous avons effectué des mesures acoustiques pendant les opérations de fonçage par vibration dans le cadre de chantiers expérimentaux (Verberie et Limelette) et de chantiers réels (Vesoul, Fréjus et Monchy Saint-Eloi).

Suivant les sites, des mesures ont été effectuées en fonction de l'enfoncement soit en un point fixe, soit à différentes distances de l'élément foncé pour obtenir des courbes moyennes d'atténuation. Pour essayer de déterminer l'augmentation de pression acoustique due au vibrofonçage (ensemble vibrateur/pieu), des mesures ont aussi été réalisées avant la mise en service du chantier.

Les caractéristiques des pieux (palplanches, tubes, pieux H) ainsi que des matériels de fonçage (vibrateurs, marteaux et groupes hydrauliques) sont présentées en annexe (1 et 2).

1. 2. 3. 2. Site de Verberie

Une étude des vibrations pendant la mise en œuvre de palplanches de type PU25 a été réalisée le mardi 21 mars 2006. ICE-France a mis à disposition à Verberie des palplanches de type PU25 ainsi qu'une équipe de chantier. Les palplanches ont été mises en œuvre avec un vibrateur ICE 216, dans un champ mitoyen du dépôt de matériels de l'entreprise ICE-France. L'idée de mesurer le niveau sonore dû au fonçage par vibration s'est imposée au cours de cette expérience.

Des mesures ont été réalisées avant le début des essais pour avoir une idée générale du bruit ambiant sur le site. La proximité de l'atelier de maintenance des vibrateurs parasite fortement les mesures avec un bruit de fond élevé et variable. Le tableau 2.2 montre qu'il y a peu de différence de niveau sonore entre le vibrateur avec son groupe hydraulique et la grue seule qui est ancienne et très bruyante. La figure 6.3.2 de l'annexe 3.1 situe le point de mesure vis à vis de l'atelier, de la grue, du vibrateur et des palplanches.

Tableau 2.2 : Mesures acoustiques ponctuelles sur le site de Verberie (même point de mesure)

| Observations | Niveau sonore L _{Aeq} dB(A) | Puissance acoustique L _{WA} dB(A) |
|--|---|---|
| Bruits d'atelier à 50m du point de mesure | 60 à 70 | |
| Bruit de la grue seule à 10m du point de mesure | 85 | 113 |
| Bruit du vibrateur seul à 10m du point de mesure | 88 | 116 |

Tableau 2.3 : Mesures acoustiques à différents emplacements sur le site de Verberie

| Palplanche | Niveau sonore L _{Aeq} dB(A) | | | Observations |
|------------|--------------------------------------|----------------------|----------------------|------------------------------|
| | à 5 m | à 10 m | à 15 m | |
| 1 | Min : 82 Max : 87 | Min : 74 Max : 83 | | Sans bruit parasite |
| 2 | | Min : 85 Max : 98 | Min : 85 Max : 97 | Nettoyage du parc au karcher |
| 3 | | Min : 84 Max : 92 | Min : 73 Max : 82 | Bruits divers sur le parc |

Au total sur ce site, on a réalisé trois fonçages par vibrage de la même palplanche PU25. Des mesures acoustiques ont été collectées en même temps que des mesures de vitesses particulières au niveau des points de mesures des géophones, respectivement à 5, 10 et 15 mètres de la palplanche. Le tableau 2.3 regroupe ces mesures. La présence d'un atelier bruyant n'a pas permis d'exploiter les mesures faites trop masquées par les bruits parasites.

1. 2. 3. 3. Site de Vesoul

Deux campagnes de mesures pendant la mise en œuvre de pieux H et de palplanches ont été réalisées les vendredi 21 avril et mardi 23 mai 2006 à Vesoul sur le chantier du groupement Pertuy/Vilault pour réaliser un passage inférieur sous les voies SNCF, entre un jardin public et une place, à proximité de la gare SNCF. Pendant les phases de fonçage, des pieux HEB 300 ont été mis en œuvre avec un vibrofonçeur® PTC 20HF3 et avec un trépideur Menck SB120, et des paires de palplanches soudées de type PU 16 ont été foncées avec un vibreur ICE 416.

Le tableau 2.4 regroupe l'ensemble des mesures ponctuelles collectées pendant les deux campagnes de mesures sur ce site, pour des sources différentes et à des distances variables ainsi que les valeurs calculées (relation 1) de la puissance acoustique. L'analyse des données montre que :

- le bruit ambiant de la ville est compris entre 50 et 60 dB(A),
- l'utilisation du trépideur augmente le niveau sonore de 20 dB(A),
- le groupe hydraulique utilisé le 21 avril est plus bruyant que celui utilisé le 23 mai,
- le fonçage avec un trépideur est globalement plus bruyant que le fonçage par vibrage. La puissance acoustique du trépideur ne change pas en fonction de l'élément foncé.

Tableau 2.4 : Mesures acoustiques ponctuelles sur le site de Vesoul

| Date et heure | Observations | Niveau sonore L _{Aeq} dB(A) | Puissance acoustique L _{WA} dB(A) |
|------------------------|--|---|---|
| 21 avril 2006 7:15 | Bruits de la ville | 50 - 60 | |
| 23 mai 2006 9:00 | Bruits de la ville | 53 - 58 | |
| 21 avril 2006 8:10 | Groupe + trépideur lors de l'enfoncement de palplanches : 36 m du point de mesure | 90 | 129 |
| 21 avril 2006 8:25 | Groupe seul : 36 m du point de mesure | 70 | 109 |
| 23 mai 2006 9:20 | Groupe seul : 5 m du point de mesure | 63 | 85 |
| 21 avril 2006 10:00 | Groupe + trépideur lors de l'enfoncement du 1er pieu (HEB 300) : 55 m du point de mesure | 85 | 128 |
| 23 mai 2006 9:30 | Groupe + vibreur lors de l'enfoncement de palplanches à 30m du point de mesure | 83 | 121 |

Le tableau 2.5 regroupe les mesures qui ont été collectées pendant le fonçage à différentes distances de la source (5 m, 10 m, 15m et 20 m) pour les deux campagnes d'essai. Le 21 avril l'entreprise a essayé de foncer des pieux HEB 300, mais le vibreur se mettait en sécurité après quelques secondes d'utilisation. Il n'a pas été possible de mener à bien un fonçage par vibrage avec cet équipement. Avec le trépideur, le fonçage était très laborieux et très bruyant. Le 23 mai, quatre fonçages par vibrage de palplanche ont été réalisés.

Tableau 2.5 : Mesures acoustiques à différentes distances de la source sur le site de Vesoul

| Elément | mode d'enfoncement | Niveau sonore, LAeq dB(A) | | | | Puissance acoustique moyenne (LWA moyen) |
|--------------------------|--------------------|---------------------------|-------------------------|-----------|-----------|--|
| | | à 5 m | à 10 m | à 15 m | à 20 m | |
| Pieu n° 1 | Vibrateur | | Max : 98 | | 75 | |
| | Trépideur | Min : 95 Max : 116 | Min : 90 Max : 112,6 | | 92 | |
| Pieu n° 2 | Trépideur | Max 114 | 95 | 93 | 90 | |
| PPL n° 1 | Vibrateur | 89 | 88 | 86 | 83 | |
| PPL n° 2 | Vibrateur | 88 | 86 | 84 | 82 | |
| PPL n° 3 | Vibrateur | 95 | 94 | 89 | 88 | |
| PPL n° 4 | Vibrateur | | 80 – 93 | | | |
| Moyenne Vibrateur (PPL) | | 91 | 89 | 86 | 84 | 117 |
| Moyenne Trépideur (Pieu) | | 106 | 98 | 93 | 91 | 126 |

La figure 2.5 montre une intensité sonore nettement supérieure du trépideur, intensité qui tend cependant à s'atténuer plus rapidement que celle du vibrateur. Cette interprétation peut être sujette à critiques car les éléments foncés avec ces deux méthodes n'étaient les mêmes : pieu HEB 300 avec le trépideur et palplanche PU 16 avec le vibrateur.

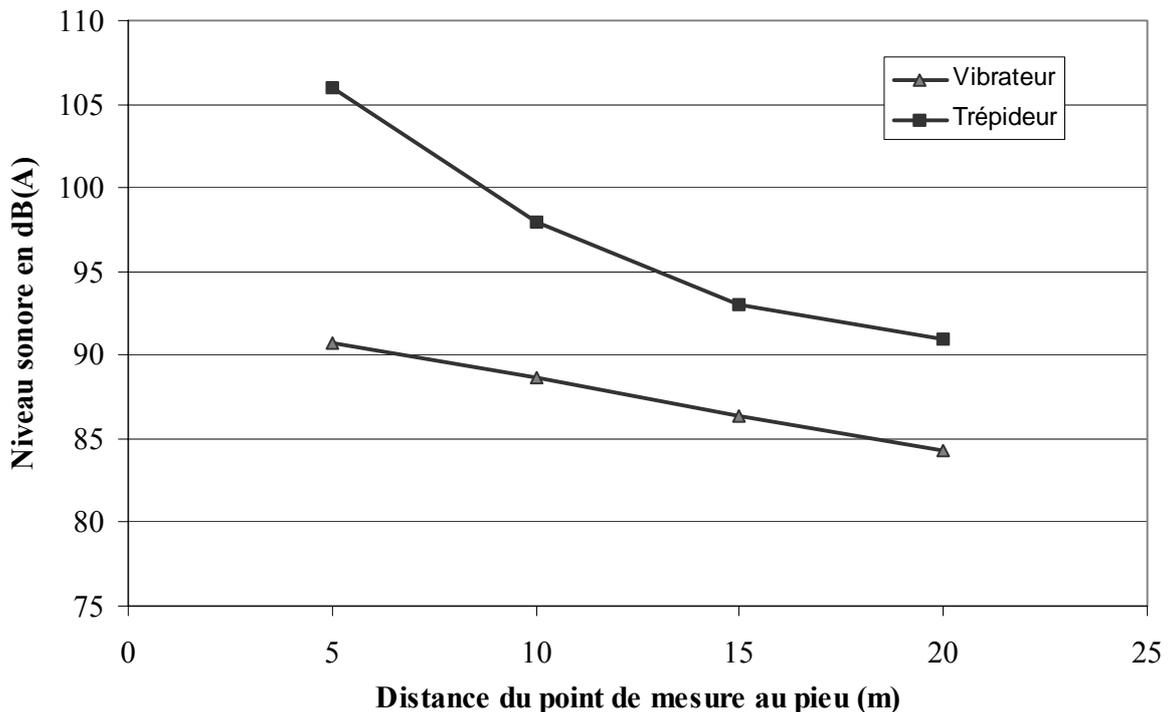


Figure 2.5: Courbes d'atténuation, à partir des moyennes (Vibrateur et Trépideur), du niveau sonore en décibels en fonction de la distance par rapport à la source

1. 2. 3. 4. Site de Fréjus

Comme pour le chantier précédent, il a été possible de faire des mesures pendant la mise en œuvre par vibration de palplanches avec le soutien de la SNCF, en juillet 2006 à Fréjus. Ces mesures ont été faites sur le chantier d'aménagement du carrefour RN7 / RD4, entre une zone

industrielle et les voies ferroviaires d'accès à la gare de Fréjus. Pour réaliser le soutènement d'un passage inférieur, des palplanches simples de type L603 de 8 à 10 mètres de longueur ont été mises en œuvre avec un vibrofonneur[®] PTC 30HF3A avec un guide de battage métallique.

Les valeurs de niveau sonore du chantier (tableau 2.6) montrent que le bruit dû à la circulation routière est un facteur prépondérant au sein du bruit général. Cette constatation n'est pas surprenante puisque le chantier était situé entre deux voies de circulation.

Tableau 2.6 : Mesures acoustiques à différents emplacements sur le site de Fréjus

| Heure | Niveau sonore LAeq dB(A) | Observations |
|-------|--------------------------|--|
| 8:45 | 72 | Bruits de la circulation au point de référence (env. à 60m) |
| 8:45 | 63 | Bruit sans passage de voiture au point de référence (env. à 60m) |
| 8:45 | 67 | Bruit de la circulation + bruit du chantier (mini-pelle) à 40m |
| 10:00 | 70,3 | Bruit de la grue et de la circulation au point de référence (env. 60m) |
| 10:00 | 73,5 | Bruit de la grue et de la circulation à 10m |

Les mesures collectées (tableau 2.7) pendant le fonçage, à des distances différentes par rapport au point de fonçage (10 m, 20 m, 40 m et 80 m), pour six des onze palplanches qui ont été mises en œuvre en notre présence, montrent un net accroissement du niveau sonore d'environ 15 dB(A) par rapport au bruit de circulation. Aucune mesure acoustique n'a été effectuée sur les cinq autres palplanches.

Tableau 2.7 : Mesures acoustiques à différentes distances par rapport au point de fonçage sur le site de Fréjus

| Élément | mode d'enfoncement | Niveau sonore LAeq dB(A) | | | |
|--|--------------------|--------------------------|-----------|-----------|-----------|
| | | à 10 m | à 20 m | à 40 m | à 80 m |
| Ppl n° 1 | Vibrateur | 97,5 | 87,7 | 82,4 | |
| Ppl n° 2 | Vibrateur | 98,9 | 88,7 | 85,4 | 77,5 |
| Ppl n° 3 | Vibrateur | | 91,6 | 87,9 | 76,8 |
| Ppl n° 4 | Vibrateur | | 86,1 | 82,3 | 76,9 |
| Ppl n° 5 | Vibrateur | 96,1 | 88,0 | 77,9 | |
| Ppl n° 6 | Vibrateur | 96,2 | 92,5 | 85,5 | |
| Moyenne arithmétique des niveaux sonores mesurés | | 97 | 89 | 84 | 77 |
| Niveau sonore calculé à partir de la puissance acoustique ($L_{WA \text{ moyen}}$) | | 96 | 90 | 84 | 78 |

Pour l'ensemble des six essais la puissance acoustique moyenne $L_{WA \text{ moyen}}$ (Eq. 2) est égale à 124 dB(A) pour le vibrateur PTC 30HF3A et la palplanche L603.

La figure 2.6 montre la courbe d'atténuation de la moyenne des niveaux sonores des six fonçage de palplanches et des niveaux sonores calculés à partir de la puissance acoustique (Eq. 1) en fonction de la distance à la source.

De même, on peut estimer que le bruit de circulation est quasiment prépondérant au-delà de 80 mètres.

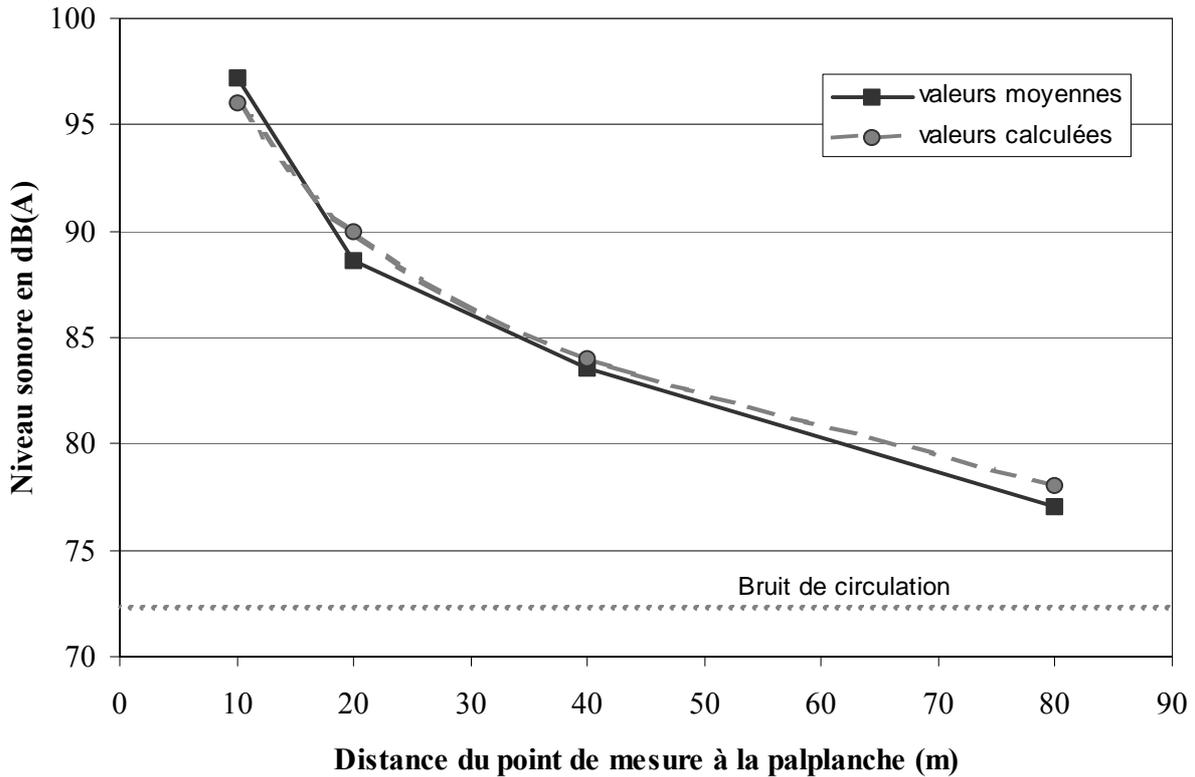


Figure 2.6. Atténuation du niveau sonore en fonction de la distance par rapport à la source

1. 2. 3. 5. Site de Monchy Saint-Éloi

Pour valider les dimensionnements et la méthode de mise en œuvre des fondations de la future station d'épuration de Monchy, l'entreprise NGE a mis en œuvre, en mai 2007, avec un vibreur ICE 416 des pieux en béton armé carrés de 500 mm. Le chantier est situé entre l'ancienne station d'épuration, un cours d'eau et une forêt. Pour pouvoir faire un essai comparatif de capacité portante un des pieux a été sur-battu de 15 cm avec un marteau hydraulique IHC SC50. Des mesures acoustiques ont été faites pendant la mise en œuvre du pieu vibrofoncé puis sur-battu à 15 mètres de celui-ci. Le tableau 2.8 regroupe l'ensemble des mesures. Suite à ces mesures il est possible de conclure dans ce cas précis que le fonçage par battage est environ 20 dB(A) plus bruyant que le fonçage par vibration, malgré l'installation d'un coussin d'amortissement en bois entre l'enclume (acier) et la tête de pieu (béton) pour éviter de casser cette dernière.

Tableau 2.8 : Mesures acoustiques à 15m du point de fonçage sur le site de Monchy

| Observations | Niveau sonore L _{Aeq} dB(A) | Puissance acoustique L _{WA} dB(A) |
|---|---|---|
| Niveau sonore initial (chantier à l'arrêt) | 49 | |
| Groupe seul | 62 | 94 |
| Grue au ralenti | 66 | 98 |
| Grue en action + groupe | 67 | |
| Grue seule en action | 73 | 105 |
| Grue + groupe + vibreur : phase de vibrofonçage | Min : 76 Max : 80 | Min : 108 Max : 112 |
| Grue + groupe + Marteau : phase de battage | 98 | 130 |

1. 2. 3. 6. Site de Limelette

Du 23 au 25 octobre 2007, une même paire de palplanche Z, de 20 m de longueur, qui avait les griffes soudées a été foncée et extraite, neuf fois, par vibrage avec un vibreur ICE 36RF-ts. Les essais ont été réalisés sur un site dégagé du Centre Scientifique et Technique de la Construction (organisme belge) à Limelette. La puissance acoustique, L_{WA} , de la grue en mouvement, mesurée à 20 m, est de 104 dB(A).

Pendant chaque phase de fonçage des mesures de niveau sonore ont été prises à 5, 10, 20 30 ou 40 mètres de distance de la source vibrante. Les mesures ont aussi été réalisées en fonction de la pénétration de 0 à 7 m. Le tableau 2.9 présente une synthèse de ces mesures ainsi que le calcul de la puissance acoustique moyenne (Eq. 1 & 2) pour chacun des essais. La figure 2.7 montre sous forme de courbes la moyenne des niveaux sonores en fonction de la distance de la source vibrante.

Tableau 2.9 : Synthèse des différents essais

| Essai (ppl) | Pince | Fréquence (Hz) | Amplitude (mm) | Moyenne du niveau sonore L_{Aeq} dB(A) | | | | | Puissance acoustique $L_{WA_{moy}}$ dB(A) |
|-------------|--------|----------------|----------------|--|-------|-------|-------|-------|---|
| | | | | à 5m | à 10m | à 20m | à 30m | à 40m | |
| A | simple | 37,5 | 4 | 101 | 99 | 93 | 87 | | 126 |
| B | simple | 37,5 | 2 | 95 | 91 | 85 | 82 | | 119 |
| C | simple | 33 | 4,2 | 96 | 92 | 87 | | 82 | 121 |
| D | simple | 28,5 | 4,1 | 94 | 89 | 82 | | 77 | 117 |
| E | simple | 31,5 | 1,4 | 95 | 92 | 84 | 79 | | 118 |
| F | double | 33 | 2,6 | 93 | 88 | 84 | 83 | | 118 |
| G | double | 32,5 | 4,5 | 93 | 87 | 82 | 79 | | 116 |
| H | double | 35 à 20 | 4,5 | 92 | 89 | 84 | 80 | | 117 |
| I | simple | 37,5 | 4 | 99 | 96 | 90 | 85 | | 123 |
| I° | simple | 37,5 | 3,8 | 103 | 96 | 90 | 84 | | 124 |

I° : essai de re-fonçage après extraction dans le même emplacement

Au cours des essais, trois paramètres étaient susceptibles de varier : le nombre de pinces (une ou deux), le fréquence et l'amplitude. En associant les essais deux par deux, ou trois par trois, il est possible de faire les observations suivantes :

Essais A, I et I°

Pour ces trois essais les trois paramètres sont identiques : fréquence maximale de 37,5 Hz, amplitude maximale de 3,8 à 4 mm et une seule pince. Notons que le Guide Technique Vibrofonçage recommande d'utiliser deux pinces mais que les entrepreneurs ont tendance à n'en utiliser qu'une. L'essai A semble légèrement plus bruyant que les deux essais I et I°, qui ont des valeurs de puissance acoustique similaire. Le fait que l'essai A soit le premier essai du chantier expérimental (essai de faisabilité et de calage) pourrait expliquer cette légère différence.

Essais C, D et I

Pour ces trois essais, deux paramètres sont identiques ou équivalents : amplitude maximale de 4 à 4,2 mm, une seule pince et la fréquence varie. On constate que plus la fréquence est élevée, plus la puissance acoustique est forte ($L_{WA37,5} = 123 > L_{WA33} = 121 > L_{WA28,5} = 117$).

Essais C et G

Pour ces deux essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 32,5 et 33 Hz, amplitude maximale de 4,2 et 4,5 mm et le nombre de pince varie. On observe une différence de 5 dB(A). Le fonçage avec une pince simple est donc plus bruyant ($L_{WA_s} = 121 > L_{WA_d} = 117$).

Essais B et I

Pour ces deux essais, deux paramètres sont identiques : fréquence maximale de 37,5 Hz et une seule pince et l'amplitude varie de 2 à 4 mm. On observe une différence de 4 dB(A). Le fonçage avec une amplitude importante serait plus bruyant ($L_{WA4} = 123 > L_{WA2} = 119$).

Essais C et E

Pour ces deux essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 31,5 à 33 Hz et une seule pince et l'amplitude varie de 1,4 à 4,2 mm. On observe une différence de 3 dB(A). Le fonçage avec une amplitude importante serait plus bruyant ($L_{WA4,2} = 121 > L_{WA1,4} = 118$). L'observation faite pour cette comparaison est la même que précédemment (essais B et I). Peut-on dire que quelle que soit la fréquence, plus l'amplitude est élevée plus la puissance acoustique sera élevée ?

1.2.3.6.1. Essais F et G

Pour ces deux essais, deux paramètres sont identiques : fréquence de 32,5 et 33 Hz et deux pinces et l'amplitude varie de 2,6 à 4,5 mm. On observe une différence de 2 dB(A) ; cela est presque négligeable. On constate que le fonçage avec une amplitude faible serait plus bruyant ($L_{WA2,6} = 118 > L_{WA4,5} = 116$). Cette observation n'est pas en concordance avec les comparaisons précédentes (essais C et E et essais B et I).

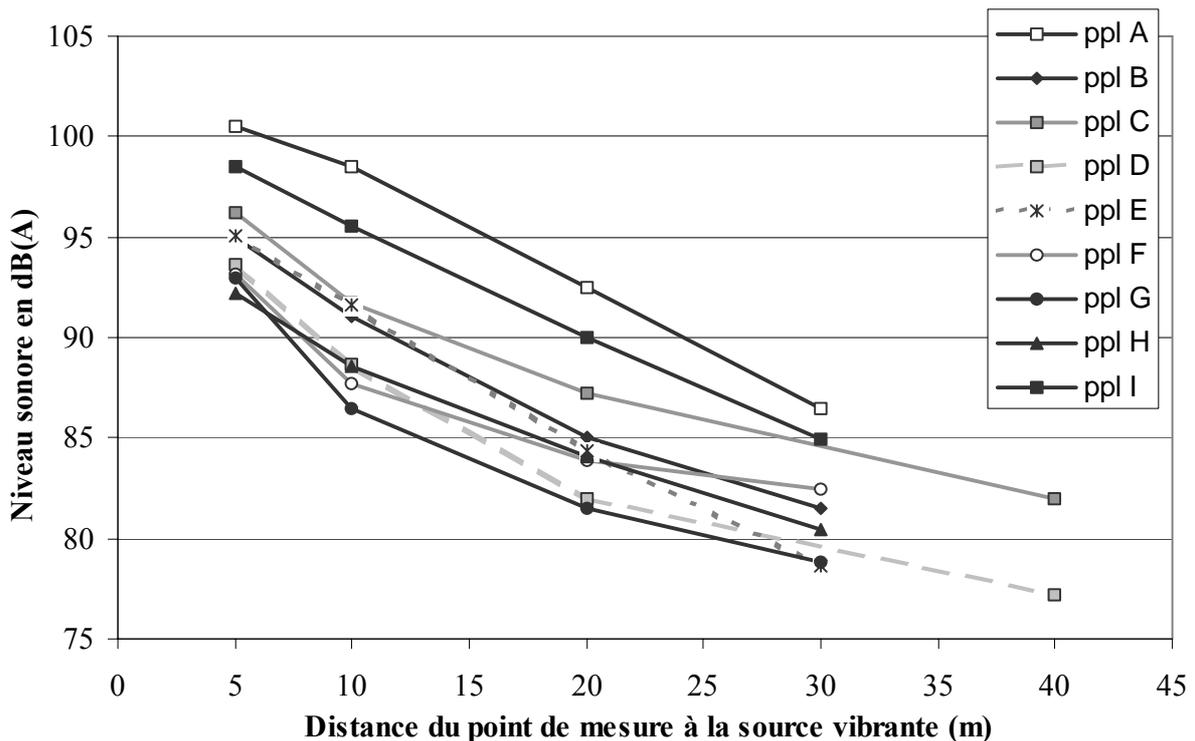


Figure 2.7. Niveaux sonores moyens en fonction de la distance par rapport à la source

Il est donc difficile de conclure sur les données acoustiques de cette campagne d'essais. Pour confirmer ou infirmer les observations faites, il faudrait pouvoir réaliser d'autres mesures et constituer une banque de données acoustiques.

1. 2. 4. Conclusions et observations

Les plaintes pour nuisances acoustiques sont nombreuses. Une bonne connaissance des niveaux et des puissances acoustiques des matériels de fonçage par battage et par vibrage est nécessaire pour réduire cette nuisance et rendre le chantier le plus furtif possible. L'analyse des cinq expérimentations en vraie grandeur pendant le fonçage de palplanches, de pieux H et de pieux en béton armé préfabriqués montre que le battage (marteau et trépideur) est plus bruyant que le vibrofonçage. Suite aux campagnes de La Riche (Boittin, 2002) et de Monchy Saint-Eloi on peut dire que le fonçage par battage est plus bruyant de 5 à 20 dB(A) que le fonçage par vibrage.

Pour l'ensemble des mesures, la puissance acoustique pour le battage a varié de 128 dB(A) à 130 dB(A). La dispersion est faible mais on a peu de mesures. Par ailleurs, la puissance acoustique d'un trépideur ($L_{wA} = 128$ dB(A)) est sensiblement identique à celle des marteaux hydrauliques ($L_{wA} = 130$ dB(A)).

La puissance acoustique pour le fonçage par vibrage a varié de 108 dB(A) à 126 dB(A), soit une différence entre le minimum et le maximum de 18 dB(A). Pour mieux maîtriser et comprendre cette dispersion de la puissance acoustique, des mesures complémentaires devront être réalisées sur un maximum de chantiers avec des vibrateurs et des pieux différents avec plusieurs sonomètres. L'acquisition de nouveaux sonomètres permettra de mieux exploiter les données en pouvant distinguer les bruits parasites ponctuels du niveau sonore des engins de chantier.

De plus, l'expérimentation au Centre Scientifique et Technique de la Construction de Limelette (Belgique) a montré que le fait de positionner les pinces du vibrateur suivant l'axe neutre (Guide technique vibrofonçage, 2006) a une influence positive sur la diminution du bruit émis pendant le vibrofonçage d'une paire de palplanche. Elle a aussi mis en évidence l'importance de la fréquence et de l'amplitude, sans que l'on puisse vraiment en tirer une conclusion générale.

1. 3. Recommandations pour réduire les nuisances acoustiques

Les travaux de battage ou/et vibrofonçage des pieux, palplanches et profilés métalliques ont la mauvaise réputation d'être bruyants et responsables de désagrément et nuisances dus aux vibrations du sol. Les riverains de ces chantiers ayant du mal à juger objectivement les effets des vibrations transmises dans le sol et dans l'air, considèrent souvent que ces vibrations sont à l'origine de désordres survenus sur leurs propriétés. Pour éviter des contentieux lors de l'exécution des travaux de battage ou de vibrofonçage, voire l'arrêt momentané du chantier, il est nécessaire, pour les travaux en zone urbaine et à proximité des habitations, de prendre des dispositions préventives appropriées au site et en accord avec les normes et les règlements en vigueur.

Les observations faites sur plusieurs chantiers de vibrofonçage montrent que ceux-ci sont nettement moins bruyants que les chantiers qui utilisent des marteaux ou des trépideurs.

En plus du choix de la méthode de fonçage, le choix de la méthode de travail influera sur le type de nuisances produites : avec un mât de fonçage ou en pendulaire avec un guide de fonçage ou non. Par exemple, un guide en acier (figure 2.8) amplifiera le bruit (contact acier/acier), ce qui amènera à privilégier l'utilisation d'un guide à structure bois (figure 2.9).



Figure 2.8. Guide de fonçage à structure acier



Figure 2.9. Guide de fonçage à structure bois

Pour canaliser le bruit, il est aussi possible d'installer des écrans de protection phonique provisoires, soit directement autour du pieu à foncer, soit autour de la zone de travail ou de la zone à protéger pour engager ou dévier les bruits. De simples merlons de terre peuvent suffire.

Même si les essais de Limelette ne permettent de conclure définitivement sur le sujet, en vibrofonçage il nous semble important de toujours travailler avec le bon nombre de pinces suivant l'axe neutre, comme le recommande le Guide technique vibrofonçage (2006) dans le chapitre 2.31. – Les pinces pour palplanches.

Sur un chantier de vibrofonçage, une grande partie des bruits est générée par le matériel auxiliaire : mâts de guidage, chaînes, élingues, groupes hydrauliques, guides métalliques, moteurs des engins de levage, ... Ce niveau sonore peut être diminué par des moyens assez simples : utilisation de palplanches pincées, de lubrifiant dans les griffes libres, de plaques de frottement non métalliques sur les guides (bois, matières synthétiques,..), de groupes hydrauliques bien insonorisés, l'isolation acoustique des élingues, câbles et chaînes de sécurité (enrobage par matériau isolant : mousse, caoutchouc ...)...

Les constructeurs peuvent aussi essayer de travailler sur le vibrateur lui-même.

2. VITESSES PARTICULAIRES

2. 1. Vibrations induites par le fonçage de pieu

Le fonçage par vibrofonçage et par battage de pieux engendre des ondes dans le sol qui sont classées en deux familles : les ondes de volume et les ondes de surface.

Les ondes de volume se propagent dans toutes les directions à l'intérieur de la masse de sol. Il en existe deux sortes. Les ondes P ou primaires sont également appelées « ondes de compression, de distension, de dilatation ou longitudinales ». Le déplacement du sol qui accompagne sa propagation se fait par dilatation et compression successives. Ces ondes sont les plus rapides (Figure 2.10a). Les ondes S ou secondaires sont également appelées « ondes de cisaillement, de distorsion, de rotation ou ondes transversales »; à leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde (Figure 2.10b). Ces ondes ne se propagent pas dans les milieux liquides. Leur vitesse de propagation est inférieure à celle des ondes P. Les ondes de volume peuvent être réfléchies ou réfractées. Elles peuvent ainsi suivre des trajets complexes.

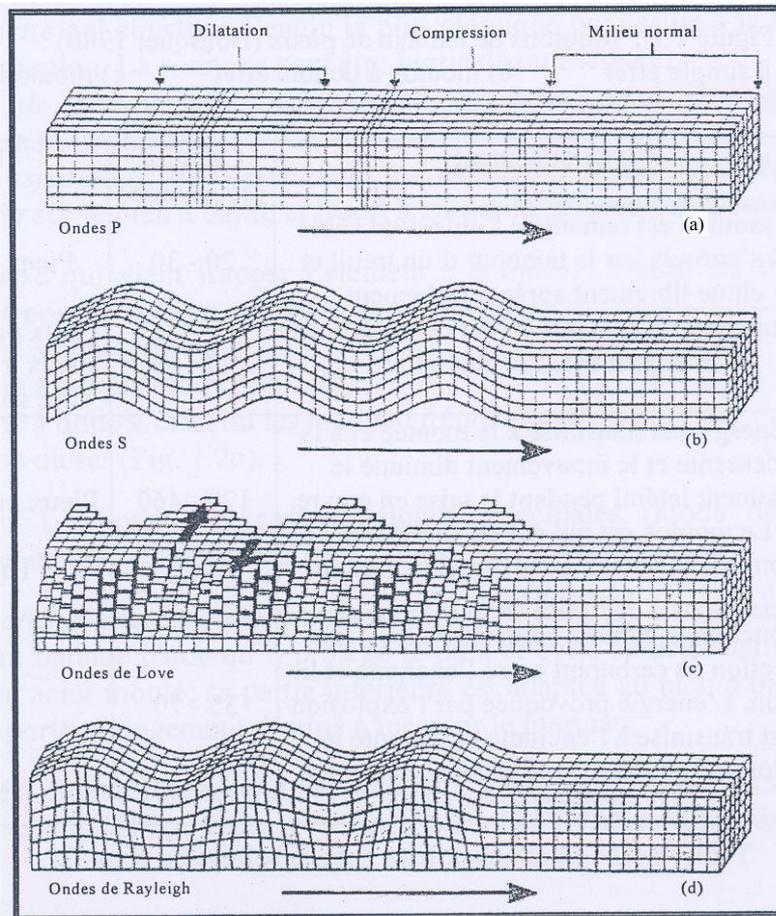


Figure 2.10. Les différents types d'ondes (Athanasopoulos et al., 2000)

Les ondes de surface sont des ondes guidées par la surface du sol. Elles se propagent à la surface comme des ronds dans l'eau (Foucault & Raoult, 1988). Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais peuvent avoir des amplitudes plus fortes. On distingue deux types d'ondes de surface. Les ondes de Love L et les ondes de Rayleigh R. Pour les ondes de Love, le déplacement est essentiellement le même que celui des ondes S mais sans mouvement

vertical (Figure 2.10c); elles provoquent un ébranlement horizontal qui peut être, dans le cas de seimes, la cause de dégâts aux fondations des édifices. Pour les ondes de Rayleigh, le déplacement est complexe, c'est un mouvement à la fois horizontal et vertical (Figure 2.10d).

2. 1. 1. Caractéristiques d'une onde de vibration

L'onde est une vibration qui se propage par le mouvement local des particules qui constituent le milieu de propagation. Ces particules sont mises en mouvement par le passage du train d'ondes, sans que leur position moyenne soit déplacée par le passage de l'onde.

Les principaux paramètres qui caractérisent les vibrations sont la fréquence, la durée et l'amplitude maximale. La figure 2.11 illustre les caractéristiques d'une onde harmonique exprimées en terme d'amplitude et de période T dans le domaine temporel.

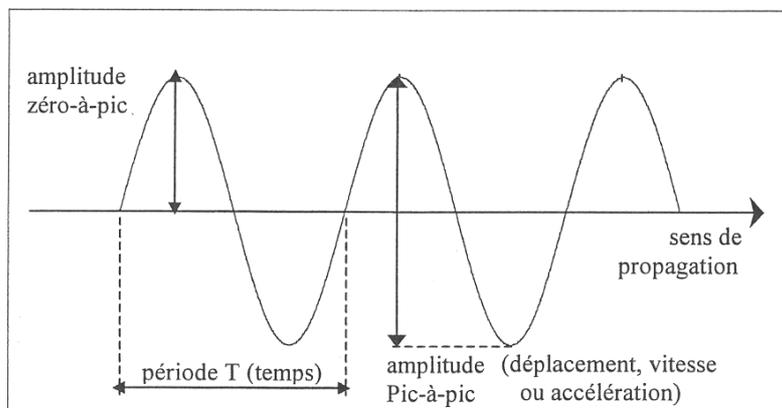


Figure 2.11. Caractéristiques d'une onde de vibration (Al Abdeh, 2005)

La vitesse particulière, à ne pas confondre avec la vitesse de propagation (célérité de l'onde), est la vitesse du déplacement d'une particule du sol lorsque l'onde de vibration passe au point de mesure (Heckman et Hageliy 1978). En pratique, la vitesse particulière en un point est habituellement mesurée dans trois directions perpendiculaires (verticale V_V , longitudinale V_L et transversale V_T) (Figure 2.12) et la vitesse particulière maximale est l'amplitude maximale (zéro à crête ou zéro à pic) dans le domaine temporel.

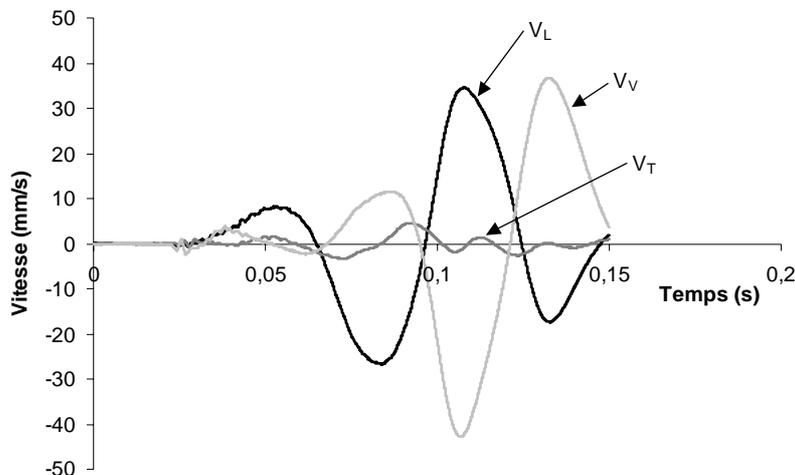


Figure 2.12. Exemple de mesures des trois composantes pendant le battage d'un pieu (tube \varnothing 508 mm, fiche 7 m, géophones à 5 m de la source, essais de Merville)

2. 1. 2. Ondes de vibration dues au fonçage de pieux

La chute du marteau sur la tête du pieu génère une onde de compression qui se propage le long du fût jusqu'à la pointe. Une partie de l'énergie se dissipe pour surmonter le frottement latéral du fût ainsi que la déformation plastique du sol sous la pointe, ce qui assure l'enfoncement du pieu dans le sol. Une deuxième partie est réfléchiée et se dissipe dans le pieu. Une troisième partie de l'énergie se transforme sous forme d'ondes dans le sol qui se propagent à partir du fût et de la pointe du pieu (Ramshaw et al., 1998). Le mécanisme de génération des ondes sismiques dans un sol homogène pendant le fonçage par vibrage ou par battage des pieux est illustré sur la figure 2.13.

Pendant l'enfoncement du pieu, des ondes de cisaillement S polarisées verticalement se produisent le long du fût et se propagent vers l'extérieur avec un front quasi-cylindrique. A la pointe du pieu, le déplacement d'un volume de sol produit des ondes P et S qui se propagent vers l'extérieur de la pointe suivant un front sphérique (Attewell et Farmer 1973, Attewell et al., 1991). Quand les ondes arrivent à la surface, une partie est convertie en ondes de Rayleigh et le reste est réfléchi. Les ondes de Rayleigh R ont des composantes de mouvement verticale et horizontale et se propagent le long de la surface du sol avec atténuation dans leur amplitude proportionnelle à la racine carrée de la distance (Athanasopoulos et Pelekis 2000). D'autres sources possibles des ondes de surface sont le frottement pieu/sol à la partie supérieure du pieu près de la surface du sol (Ramshaw et al., 1998) et la déformation latérale transitoire induite par l'impact excentrique sur la tête du pieu qui provoque des ondes de surface ressemblant aux ondes de Rayleigh (Ramshaw et al., 1997).

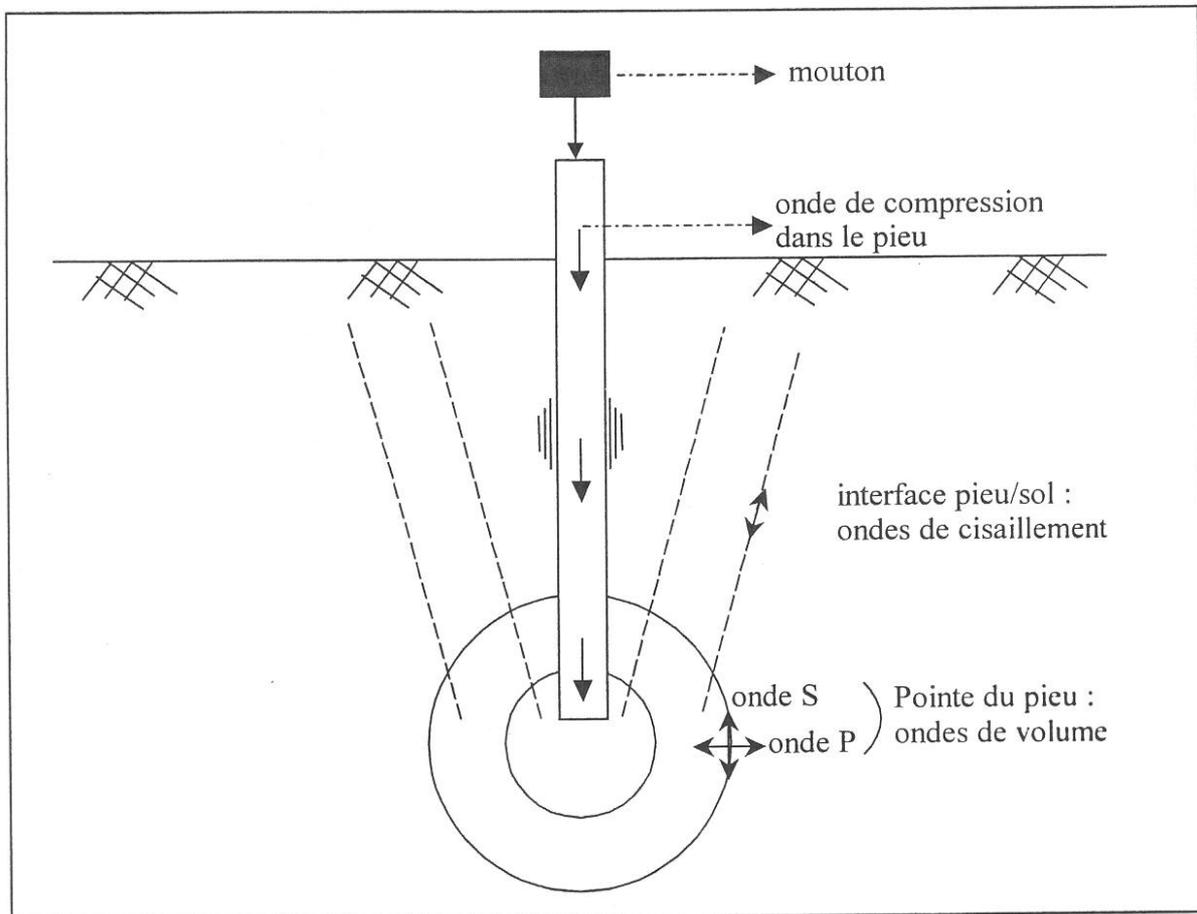


Figure 2.13. Mécanisme de génération d'ondes par fonçage par vibrage ou battage de pieu dans un sol homogène (Al Abdeh, 2005)

2. 2. Point sur la réglementation

2. 2. 1. Introduction

L'étude présentée ici se base sur la comparaison de 14 normes. Cette analyse (Akle, 2006) a été initiée dans la perspective d'une réécriture de la règle ferroviaire française SNCF IN1226 vis à vis des vibrations.

Parmi les réglementations européennes, Akle et Rocher-Lacoste (2006) ont étudié les normes française, suédoise, allemande, italienne, suisse, écossaise, portugaise, et espagnole, ainsi que l'Eurocode 3. Plus largement, les normes australienne, indienne et américaine ont également été analysées. Des similitudes et certaines influences entre normes ont été observées. Le but de cette démarche est double : à la fois avoir une vue globale des critères empiriques régissant les dommages liés aux vibrations et être à même de mieux appréhender la nouvelle norme européenne : l'Eurocode 3 partie 5 annexe C.

Deux types de sources vibratoires ont été considérées : transitoire et continue. On peut distinguer dans la catégorie des sources transitoires, celles émettant de manière impulsionnelles, telles que les tirs miniers, et celles émettant des vibrations sous la forme d'impulsions répétées, telles que certains travaux de battage. La catégorie des sources continues est celle du vibrofonçage et aussi du battage si le nombre d'impulsions par unité de temps est supérieur à 40 coups par minute (Guide technique vibrofonçage, 2006).

2. 2. 1. 1. Généralités sur les vibrations

Les vibrations se traduisent par des déplacements de la surface évoluant en fonction du temps selon les trois directions de l'espace : verticale, longitudinale et transversale.

Généralement, on mesure les vitesses particulières au moyen de géophones et les accélérations par le biais d'accéléromètres. Les unités de mesures de ces grandeurs sont pour les vitesses particulières, le mm/s et pour les accélérations particulières, le m/s^2 , le g ou encore le micro g, où g représente l'accélération de la pesanteur (gravité $g = 9,81 m/s^2$).

Les normes ont été définies à partir d'études sur l'occurrence de l'apparition de sinistres en fonction du niveau de vibration. Suivant l'amplitude des dommages admissibles, les tolérances diffèrent. Ainsi, suivant que l'on fixe comme limite l'apparition de dommages esthétiques ou l'apparition de dommages structurels, les limites admissibles exigées changent. Les seuils réglementaires de vitesses particulières donnés comportent un facteur de sécurité vis à vis de l'occurrence du risque : les dépasser ne signifie pas pour autant l'apparition de sinistres et à l'inverse, des dommages peuvent avoir lieu en dessous des seuils imposés du fait, notamment, de phénomènes de dégradation ou de liquéfaction des sols et/ou de mise en résonance des structures avoisinantes.

Les travaux miniers ont été la principale source de renseignements, de part les risques encourus et les amplitudes importantes des ondes vibratoires transmises. Les normes sur les vibrations émises de manière transitoire sont de ce fait plus nombreuses et parfois, réglementent également les sources de vibrations continues.

2. 2. 1. 2. Normes concernant les vibrations

On peut faire d'emblée plusieurs constats à la vue des critères pris en compte pour l'élaboration de ces normes. Toutes prennent en compte la fréquence d'émission de la source et la typologie de la structure à protéger, sauf l'Eurocode 3 - partie 5. Il est à noter que les sources vibratoires, que nous étudions, sont rarement mono fréquence lors de leurs différents modes de fonctionnement. De plus, l'environnement, sur lequel le système vibratoire influe, a sa fréquence propre ce qui peut conduire à des phénomènes de résonance.

Seules les normes portugaise et suédoise considèrent le type de terrain du site pour l'élaboration de seuils de vitesses particulières.

La distance au système vibratoire n'est prise en compte que par la norme suédoise.

Chacun des pays évoqués dans ce comparatif a une norme en vigueur concernant les vibrations impulsionnelles. De plus, la plupart de ces pays normalisent les vibrations de type « impulsion répétées » sauf la Suisse, le Portugal, et l'Inde. Enfin, l'Allemagne, l'Angleterre, la France, la Suisse, et au niveau européen, l'Eurocode 3 - partie 5 ont développé une réglementation spécifique aux vibrations continues.

Le choix de la grandeur mesurée est également un critère de différenciation des normes. Les normes suisse, indienne et portugaise, par exemple, sont les seules à prendre en compte la moyenne géométrique des composantes des vitesses particulières. Les autres normes soumettent individuellement chaque composante verticale, horizontale ou transversale des vitesses mesurées aux seuils imposés.

Les tableaux 2.10 et 2.11 répertorient les normes examinées suivant le type de source vibratoire : transitoire et continue.

Tableau 2.10 : Normes traitant des vibrations transitoires

| Origine | Pays | Codification | Inspiration | Date d'application |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|--------------------|
| Normes des pays d'Europe | Norme allemande | DIN 4150-3 | | 1975 |
| | Norme portugaise | NP 2074 | Allemande | 1983 |
| | Réglementation française | Circulaire du 23/07/1986 | | 1986 |
| | Norme suédoise | SS4604866 | | 1991 |
| | Norme italienne | UNI 9916 | Allemande | 1991 |
| | Norme suisse | SN640312a | | 1992 |
| | Norme espagnole | UNE 22-381 | | 1993 |
| | Normes anglaises | BS 7385 & BS 5228 | | 1993 & 1997 |
| | Norme écossaise | PAN50 | Anglaise | 2000 |
| | Eurocode 3 | ENV 1993-5 | | « 2002 » |
| Normes hors Europe | Norme américaine | USBM OSM 817.67 | | 1980 |
| | Réglementation indienne | CMRI | | 1997 |
| | Norme australienne | AS2187 | Anglaise | 2004 |

Tableau 2.11 : Normes traitant des vibrations continues

| Origine | Pays | Codification | Date d'application |
|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------|
| Normes des pays d'Europe | Norme allemande | DIN 4150-3 | 1975 |
| | Réglementation française | Circulaire du 23/07/1986 | 1986 |
| | Norme suisse | SN640312a | 1992 |
| | Norme anglaise | BS 5228 | 1993 |
| | Eurocode 3 | ENV 1993-5 | « 2002 » |

2. 2. 2. Les normes

Les quatorze normes et réglementations étudiées sont présentées succinctement pays par pays et nous avons distingué pour chacune les types de sources et les valeurs admissibles en fonction du type de bâtiment.

2. 2. 2. 1. Normes des pays d'Europe

2.2.2.1.1. Norme allemande

DIN4150-3, Erschütterungen im Bauwesen, Einwirkungen auf bauliche Anlagen. 1999.

Tableau 2.12 : DIN4150-3 : Vibrations de courte durée sur des ouvrages d'art

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | | |
|---------------------------|------------------------------------|--------------|--------------|
| | 1 – 10 Hz | 10 - 50 Hz | 50 – 100 Hz |
| Sensible aux vibrations | 3 mm/s | 3 – 8 mm/s | 8 – 10 mm/s |
| Résidentielle | 5 mm/s | 5 – 15 mm/s | 15 – 20 mm/s |
| Industrielle | 20 mm/s | 20 – 40 mm/s | 40 – 50 mm/s |

Tableau 2.13 : DIN4150-3 : Vibrations de longue durée sur des ouvrages d'art

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles |
|---------------------------|------------------------------------|
| Sensible aux vibrations | 2,5 mm/s |
| Résidentielle | 5 mm/s |
| Industrielle | 10 mm/s |

2.2.2.1.2. Normes anglaises

BS 7385-2 : Evaluation and measurement for vibration in building, Part 2: Guide to damage levels from ground-borne vibration. 1993.

BS5228-4 : Noise control on construction and open sites, Part 4 : Code of practice for noise and vibration control applicable to piling operations. 1997.

Tableau 2.14 : BS 7385 : Vibrations de courte durée

| Type de structure | Vitesses particulières admissibles | |
|-------------------------------------|------------------------------------|--------------|
| | 4 –15 Hz | >15 Hz |
| Industries, structures résistantes | 50 mm/s | |
| Résidentielle, structures sensibles | 15 -20 mm/s | 20 – 50 mm/s |

Tableau 2.15 : BS 5228 : Vibrations continues, critères applicables aux travaux de fonçage et pour des dommages esthétiques ou mineurs aux bâtiments

| Type de structure | Vitesses particulières admissibles |
|---|------------------------------------|
| Résidentielle présentant des défauts | 2.5 mm/s |
| Résidentielle en bon état | 5 mm/s |
| Industries et commerces | 15 mm/s |
| Industries et commerces Structures lourdes et rigides | 15 mm/s |

Concernant les vibrations par intermittence, la norme BS 5228 préconise la valeur limite conservatrice de 10 mm/s dans le cadre de dommages esthétiques mineurs.

2.2.2.1.3. Norme écossaise

PAN50, Annexe D, Control of Blasting at Surface Mineral Working. 2000.

Tableau 2.16 : PAN50 , Vibrations de courte durée et vibrations répétées

| Type de dommages | Vitesses particulières admissibles | | |
|----------------------|------------------------------------|-----------|-----------|
| | f < 4 Hz | 4 - 15 Hz | f > 15 Hz |
| Dommages esthétiques | 15 mm/s | 20 mm/s | 50 mm/s |
| Dommages mineurs | 30 mm/s | 40 mm/s | 100 mm/s |
| Dommages majeurs | 60 mm/s | 80 mm/s | 200 mm/s |

2.2.2.1.4. Norme espagnole

UNE22-381, Control de vibraciones producidas por voladuras. 1993.

Tableau 2.17 : UNE22-381, Vibrations de courte durée et vibrations répétées

| Type de structure | Vitesses particulières admissibles | | |
|----------------------|------------------------------------|--------------|----------|
| | 2 –15 Hz | 15 - 75 Hz | >75 Hz |
| Structures sensibles | 4 mm/s | 4 – 20 mm/s | 20 mm/s |
| Résidentiel / Public | 9 mm/s | 9 – 45 mm/s | 45 mm/s |
| Industries | 20 mm/s | 20 –100 mm/s | 100 mm/s |

2.2.2.1.5. Norme européenne

Eurocode 3 : Calcul des structures en acier, Partie 5 : Pieux et palplanches, Annexe C : Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches. 2002.

Tableau 2.18 : ENV1993-5 - Vibrations de courte durée

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles |
|--|------------------------------------|
| Ruines, bâtiments présentant un intérêt architectural majeur | 4 mm/s |
| Résidentielle | 10 mm/s |
| Commercial léger | 20 mm/s |
| Industriel lourd | 30 mm/s |
| Réseaux enterrés | 40 mm/s |

Tableau 2.19 : ENV1993-5 - Vibrations continues

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles |
|--|------------------------------------|
| Ruines, bâtiments présentant un intérêt architectural majeur | 2 mm/s |
| Résidentielle | 5 mm/s |
| Commercial léger | 10 mm/s |
| Industriel lourd | 15 mm/s |
| Réseaux enterrés | 25 mm/s |

Ces valeurs sont réduites si les bâtiments présentent déjà certains dommages structuraux (jusqu'à 50 %) ou si les fréquences sont inférieures à 10 Hz (de 50%).

2.2.2.1.6. Réglementation française

Circulaire du 23 juillet 1986 relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement. 1986.

Tableau 2.20 : Circulaire Française, Vibrations impulsionnelles, vibrations à impulsions répétées

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | | |
|---------------------------|------------------------------------|-----------|-------------|
| | 4 – 8 Hz | 8 - 30 Hz | 30 – 100 Hz |
| Très sensible | 5 mm/s | 6 mm/s | 8 mm/s |
| Sensible | 6 mm/s | 9 mm/s | 12 mm/s |
| Résistante | 8 mm/s | 12 mm/s | 15 mm/s |

Tableau 2.21 : Circulaire Française, Vibrations continues ou assimilées

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | | |
|---------------------------|------------------------------------|-----------|-------------|
| | 4 – 8 Hz | 8 - 30 Hz | 30 – 100 Hz |
| Très sensible | 2 mm/s | 3 mm/s | 4 mm/s |
| Sensible | 3 mm/s | 5 mm/s | 6 mm/s |
| Résistante | 5 mm/s | 6 mm/s | 8 mm/s |

2.2.2.1.7. Norme italienne

UNI9916, Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici. 1991. Cette norme est identique à la norme allemande pour les vibrations de courte durée.

Tableau 2.22 : UNI9916 : Vibrations de courte durée sur des ouvrages d'art

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | | |
|---------------------------|------------------------------------|--------------|--------------|
| | 1 – 10 Hz | 10 - 50 Hz | 50 – 100 Hz |
| Sensible aux vibrations | 3 mm/s | 3 – 8 mm/s | 8 - 10 mm/s |
| Résidentielle | 5 mm/s | 5 – 15 mm/s | 15 - 20 mm/s |
| Industrielle | 20 mm/s | 20 – 40 mm/s | 40 - 50 mm/s |

2.2.2.1.8.

Norme portugaise

NP2074, Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares. 1983.

Cette norme se rapproche de la norme allemande en ce qui concerne les valeurs de vibrations impulsionnelles. Pour ce qui est des vibrations continues, c'est un projet de norme qui n'a jamais été appliqué car il est nettement plus défavorable que ses homologues européens.

Tableau 2.23 : NP2074, Vibrations impulsionnelles

| Type de sol | Sols sans cohérence | Sols de consistance très dur, moyenne à dure | Sols de haute cohérence et roches |
|---|---------------------|--|-----------------------------------|
| Type de construction | Vitesse de l'onde | | |
| | Cp<1000m/s | 1000<Cp<2000m/s | Cp>2000mm/s |
| | Fréquence (Hz) | | |
| | <10 Hz | 10 à 40 Hz | >40 Hz |
| Valeurs applicables pour 3 explosions par jour ou moins | | | |
| Constructions qui exigent des soins spéciaux | 2,5 mm/s | 5 mm/s | 10 mm/s |
| Constructions normales | 5 mm/s | 10 mm/s | 20 mm/s |
| Constructions renforcées | 15 mm/s | 30 mm/s | 60 mm/s |
| Valeurs applicables pour plus de 3 explosions par jour | | | |
| Constructions qui exigent des soins spéciaux | 1,75 mm/s | 3,5 mm/s | 7 mm/s |
| Constructions normales | 3,5 mm/s | 7 mm/s | 14 mm/s |
| Constructions renforcées | 10,5 mm/s | 21 mm/s | 42 mm/s |

Tableau 2.24 : Vibrations continues (Projet) (Schiappa, 2001)

| Vitesses particulières admissibles | Durée d'exposition inférieure à une heure/jour | Durée d'exposition supérieure à une heure/jour |
|------------------------------------|--|--|
| Bâtiments sensibles | 1 mm/s | 0,7 mm/s |
| Bâtiments courants | 2 mm/s | 1,8 mm/s |
| Structures renforcées | 5 mm/s | 5,0 mm/s |

2.2.2.1.9. Norme suédoise

SS 460 48 66, Vibrationer och stöt, Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader. 1991.

Tableau 2.25 : SS 460 48 66, Evaluation des vitesses particulières en fonction du type de terrain

| Sol | Vitesses particulières admissibles |
|---|------------------------------------|
| Strates non consolidées de sables, graviers, argiles | 18 mm/s |
| Strates d'ardoises consolidées, Pierres de chaux douces | 35 mm/s |
| Granite, gneiss, pierres de chaux dures, grès de quartzite, diabase | 70 mm/s |

2.2.2.1.10.

Norme suisse

SN640312, Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke. 1978.

Tableau 2.26 : SN640312 : En régime transitoire

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--------------|
| | 10 – 60 Hz | 60 – 90 Hz |
| Sensible aux vibrations | 8 mm/s | 8 – 12 mm/s |
| Encadrement en maçonnerie ou en bois | 12 mm/s | 12 – 18 mm/s |
| Encadrement en béton | 18 mm/s | 18 – 25 mm/s |
| Industrielle | 30 mm/s | 30 – 40 mm/s |

Tableau 2.27 : SN640312 : En régime permanent (stable)

| Catégorie de construction | Vitesses particulières admissibles | |
|--------------------------------------|------------------------------------|--------------|
| | 10 – 30 Hz | 30 – 60 Hz |
| Sensible aux vibrations | 3 mm/s | 3 – 5 mm/s |
| Encadrement en maçonnerie ou en bois | 5 mm/s | 5 – 8 mm/s |
| Encadrement en béton | 8 mm/s | 8 – 12 mm/s |
| Industrielle | 12 mm/s | 12 – 18 mm/s |

2. 2. 2. 2. Normes hors Europe

2.2.2.2.1. Norme australienne

AS 2187.2, DR 04062, Explosives - Storage, transport and use, Part 2: Use of explosives. 2004.

Tableau 2.28 : AS 2187.2 : Vibrations de courte durée

| Type de construction | Vitesses particulières admissibles |
|--|------------------------------------|
| Monuments historiques ou construction de valeur | 2 mm/s |
| Maisons et immeubles résidentiels de faible hauteur | 10 mm/s |
| Immeubles commerciaux ou industriels ou structures de béton armé ou métallique | 25 mm/s |

2.2.2.2.2. Norme des Etats-Unis d'Amérique

USBM RI8507, Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting. 1980.

Tableau 2.29 : USBM RI8507 : Valeurs limites tolérables de vibration de courte durée

| | Fréquences | | | |
|------------------------------------|---------------|-------------|------------------|------------|
| | 1 – 2,6 Hz | 2,6 - 10 Hz | 10 - 40 Hz | 40 –100 Hz |
| Vitesses particulières admissibles | 1 – 12,7 mm/s | 12,7 mm/s | 12,7 – 50,8 mm/s | 50,8 mm/s |

2.2.2.2.3.

Réglementation indienne

Circular No.7 dated 29th August of 1997. 1997.

Vibrations admissibles au niveau des fondations d'une structure dans des zones minières

Tableau 2.30 : Circulaire Indienne : Structures/Immeubles qui n'appartiennent pas au possesseur de la mine

| Type de structure | Fréquence d'excitation dominante, Hz | | |
|---|--------------------------------------|---------|---------|
| | <8 Hz | 8-25 Hz | >25 Hz |
| Structures sensibles et monuments historiques | 2 mm/s | 5 mm/s | 10 mm/s |
| Maisons/Structures domestiques | 5 mm/s | 10 mm/s | 15 mm/s |
| Bâtiments industriels | 10 mm/s | 20 mm/s | 25 mm/s |

Tableau 2.31 : Circulaire Indienne : Structures/Immeubles appartenant au possesseur de la mine

| Type de structure ayant une durée de vie limitée | Fréquence d'excitation dominante, Hz | | |
|--|--------------------------------------|---------|---------|
| | <8 Hz | 8-25 Hz | >25 Hz |
| Maisons/Structures domestiques | 10 mm/s | 15 mm/s | 25 mm/s |
| Bâtiments industriels | 15 mm/s | 25 mm/s | 50 mm/s |

2. 2. 3. Synthèse

Les vibrations transmises par une source en un point dépendent selon les différents documents normatifs consultés de plusieurs facteurs :

- la distance à la source ;
- la fréquence, la puissance et le type des vibrations émises ;
- le type de structure concerné ;
- la situation du point dans cette structure (étage ou rez-de-chaussée ...) ;
- les conditions de sol ;
- la durée d'exposition.

La bande de fréquence réglementée pour les nuisances vibratoires est comprise entre 1 et 100 Hz, et pour ce qui est des vitesses particulières, les seuils imposés vont de 1 à 100 mm/s.

Une représentation graphique en échelle logarithmique suivant le type de sources vibratoires est présentée en figure 2.14 pour les vibrations continues et en figure 2.15 pour les vibrations transitoires. Afin de rendre plus lisible le tracé, certaines normes n'ont pas été prises en compte du fait de leur similitude avec d'autres normes. Ce sont la norme australienne du fait de son inspiration anglaise et les normes portugaise et italienne du fait de leur inspiration allemande.

Généralement, les normes nationales comportent trois bandes différentes de seuils suivant le type de structures soumises aux vibrations.

Les termes employés pour distinguer ces structures diffèrent selon les pays. Ils renvoient soit aux matériaux de construction, à l'image de la norme suisse (béton, maçonnerie, bois...), soit à la sensibilité de l'ouvrage, comme par exemple dans la circulaire française (très sensible,

sensible, résistant), soit à la destination de la structure (habitation, commerce, industrie) comme le fait l'Eurocode 3.

Deux types d'approches existent quel que soit le type de vibration :

- soit les seuils imposés augmentent linéairement avec la fréquence des vibrations et/ou par paliers. C'est le cas de la majorité des normes, la norme anglaise BS7385 et la circulaire française en sont des exemples ;
- soit les seuils sont invariants quelle que soit la fréquence des vibrations, à l'image de ceux imposés par l'Eurocode 3.

2. 2. 3. 1. Les vibrations émises de manière continue

Les niveaux de vitesses particulières admissibles pour ce type d'émission de vibrations vont de 2 mm/s à 25 mm/s (figure 2.14).

La borne inférieure de 2 mm/s est imposée par l'Eurocode 3 pour des structures de type « ruines et intérêts majeurs » et par la circulaire française dite du « 23 juillet 1986 » pour des structures jugées très sensibles. La borne supérieure de 25 mm/s est imposée par l'Eurocode 3 pour des structures de type « réseaux enterrés ».

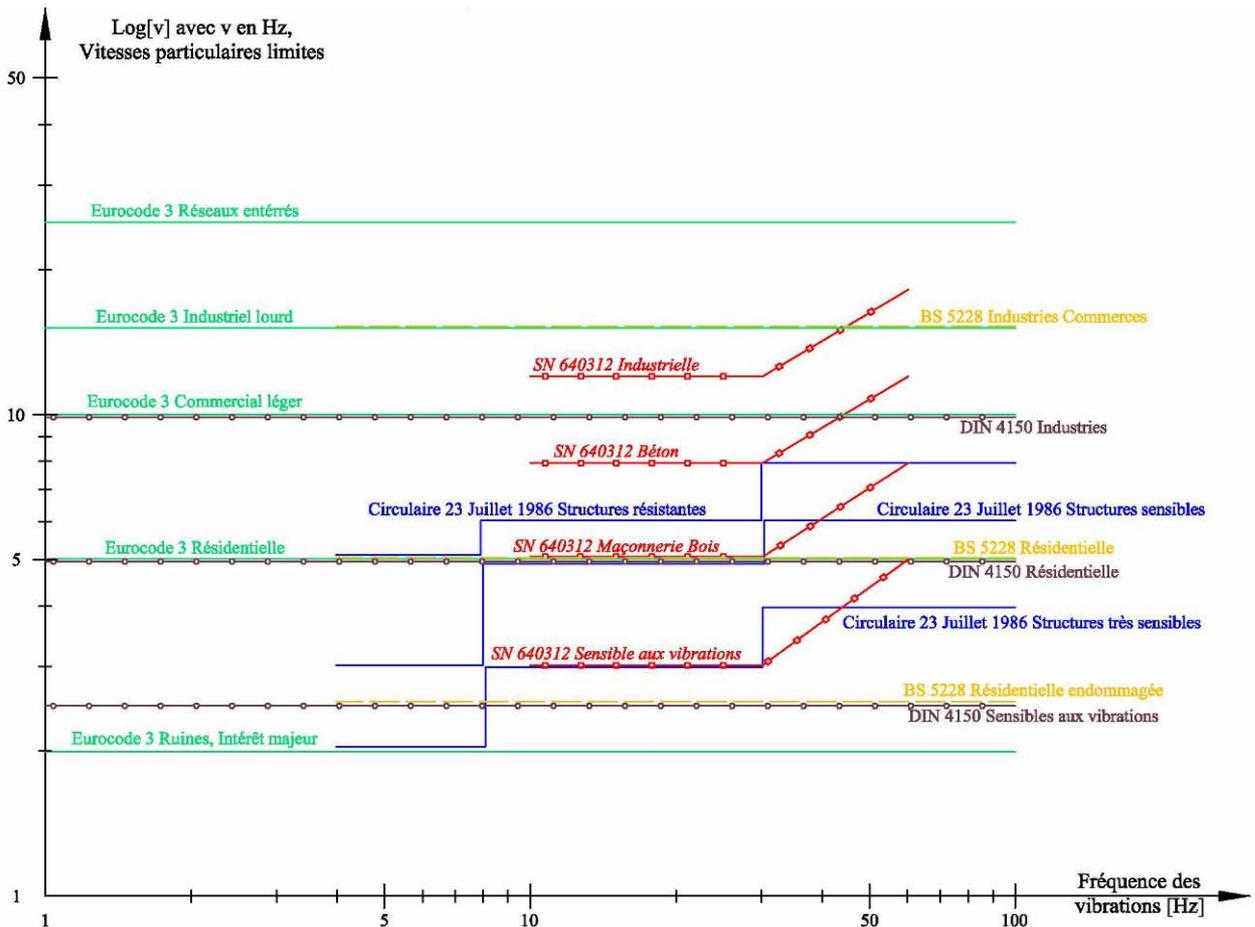


Figure 2.14. Représentation des normes sur les sources de vibrations continues

2. 2. 3. 2. Les vibrations émises de manière transitoire

Les niveaux de vitesses particulières admissibles pour ce type d'émission de vibrations vont de 1 à 100 mm/s (figure 2.15).

La borne inférieure de 1 mm/s pour une fréquence de 1 Hz est imposé par la norme américaine USBM RI8507 pour tout type de structures. La borne supérieure de 100 mm/s est imposé par la norme espagnole UNE 22-381-93 pour des structures industrielles au delà de 75 Hz.

2. 2. 4. Conclusion

En conclusion, on peut noter que, parmi les niveaux imposés par les différentes normes européennes, les seuils français sont plus sécuritaires que la moyenne des normes étudiées.

L'annexe informative de la version provisoire de l'Eurocode 3 : « Calcul des structures en acier », Annexe C, «Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches» propose une catégorie de structure supplémentaire, celle des réseaux enterrés. La correspondance entre les seuils des différentes catégories semble indiquer que la base de l'Eurocode 3 s'aligne en grande partie sur la norme allemande DIN 4150.

La grande disparité des seuils dans les différents documents étudiés et la disparition de l'annexe C «Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches» montre l'absence de consensus en Europe sur ce sujet sensible.

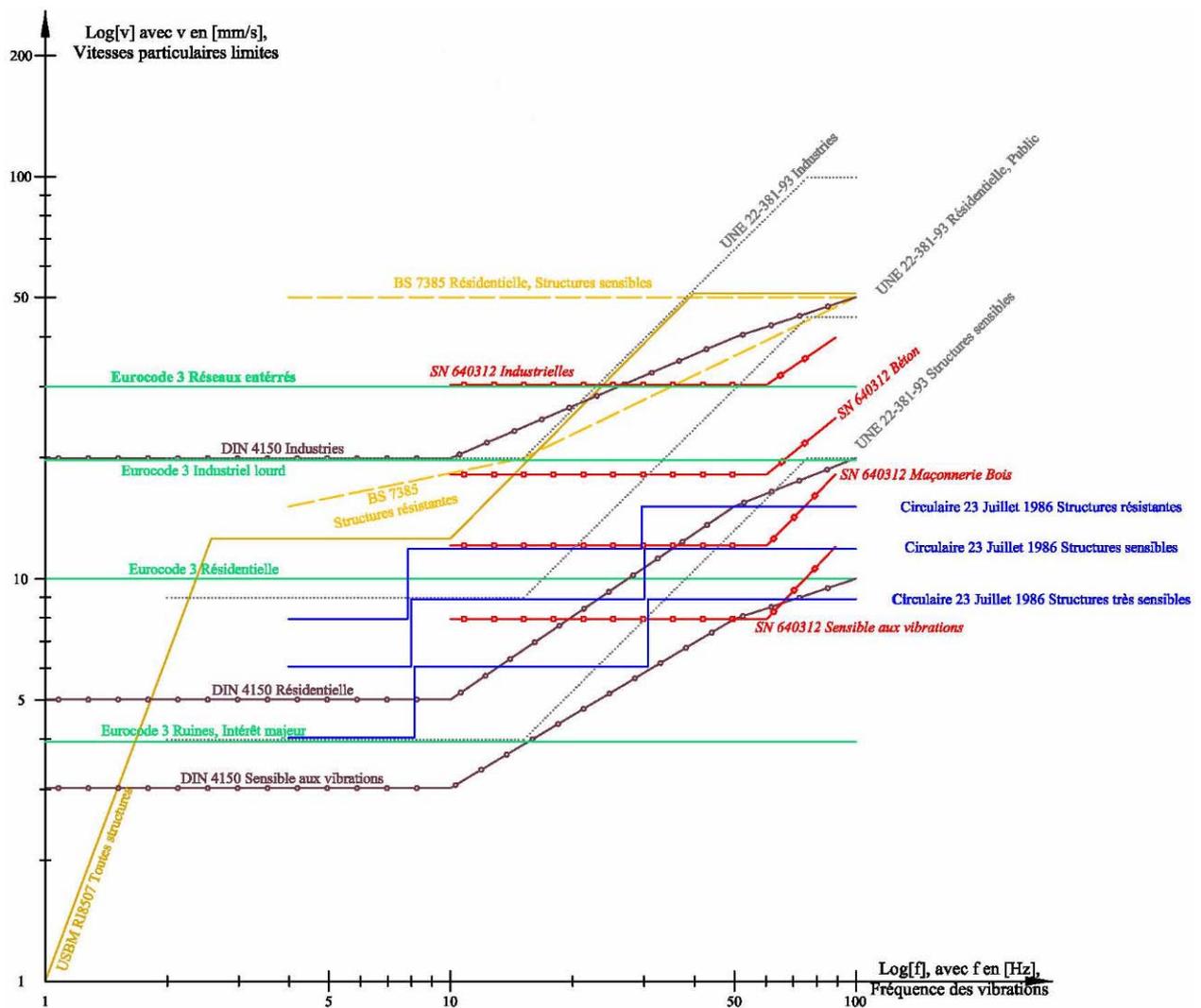


Figure 2.15. Représentation des normes sur les sources de vibrations transitoires

2. 3. Mesures sur chantier

Dans ce chapitre nous présentons une synthèse des mesures des vitesses particulières qui ont été réalisées de 2003 à 2007 sur six chantiers de fonçage par vibrage et par vibrage puis sur battage pour essayer de quantifier les vitesses particulières. L'ensemble des essais seront présentés selon le même schéma : une introduction, le contexte géotechnique, des informations sur la vitesse d'enfoncement puis des données analysées des vitesses particulières. Les valeurs des vitesses seront comparées avec les seuils de la version provisoire de l'Eurocode 3 (tableau 2.19) qui a été un document consensuel plus récente que la circulaire française (tableau 2.21).

La pénétration a été mesurée avec un chronomètre et un marquage à la craie tous les 25 cm sur la palplanche ; cette méthode a le mérite d'être simple même si elle présente quelques incertitudes sur la mesure.

Cette méthode a été utilisée pour tous les chantiers d'acoustique sauf celui de Monchy Saint Eloi où un pas d'échantillonnage de 20 cm a été pris en compte.

2. 3. 1. Site de Verberie

Dans un champ près des bâtiments de ICE-France, trois palplanches simples de type PU25 (ppl 1, ppl 2 et ppl 3) ont été mises en œuvre avec un vibreur ICE 216 (caractéristiques : annexe 1.5.1). Les géophones ont été implantés perpendiculairement au grand axe de la palplanche, à 5 m, 10 m, 15 m et 20m de celle-ci (voir figure 6.3.2, annexe 3.1).

2. 3. 1. 1. Contexte géotechnique

La campagne de reconnaissance a mis en évidence la succession de sols suivants (annexe 3.1):

- de la terre végétale de la surface du terrain naturel à 0,30 m de profondeur,
- des limons sableux bruns jusqu'à 0,60 m,
- du sable ocre beige à gris bleu devenant gris noir avec quelques graviers jusqu'à 6,70m,
- du sable fin gris noir avec des graviers jusqu'à 8,00 m.

2. 3. 1. 2. Enfoncement

Pour étudier la répétitivité des mesures, ces palplanches ont toutes été foncées en pendulaire. La figure 2.16 montre une bonne corrélation des résultats de fonçage. La palplanche n°1 a été arrêtée volontairement à 2,50 m. Les palplanches n°2 et n°3 ont été arrêtées à 3,50 m et 4 m, à la limite du refus.

L'analyse de la figure 2.16 montre que la vitesse de pénétration des palplanches est de 5 cm/s de la surface à 1,5 m d'enfoncement et qu'elle est comprise entre 7 et 9 mm/s de 1,5 m à 4 m d'enfoncement.

2. 3. 1. 3. Vitesses particulières

La figure 2.17 présente les courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale, longitudinale et transversale en fonction de la distance à la source pour différentes profondeurs de fiche (1 m, 2 m et 3 m) pour la palplanche n°2. On observe une nette diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source.

En première approche, l'analyse de l'ensemble des courbes d'atténuation pour la palplanche n°2 (figure 2.17) permet de dire que les vitesses particulières mesurées sur l'ensemble des géophones transverses sont nettement plus faibles que les vitesses mesurées sur les autres géophones : longitudinal et vertical. Dans la suite de ce rapport, les mesures transversales ne seront donc plus présentées, sauf pour les essais de Mochy Saint Eloi (pieux en bétons).

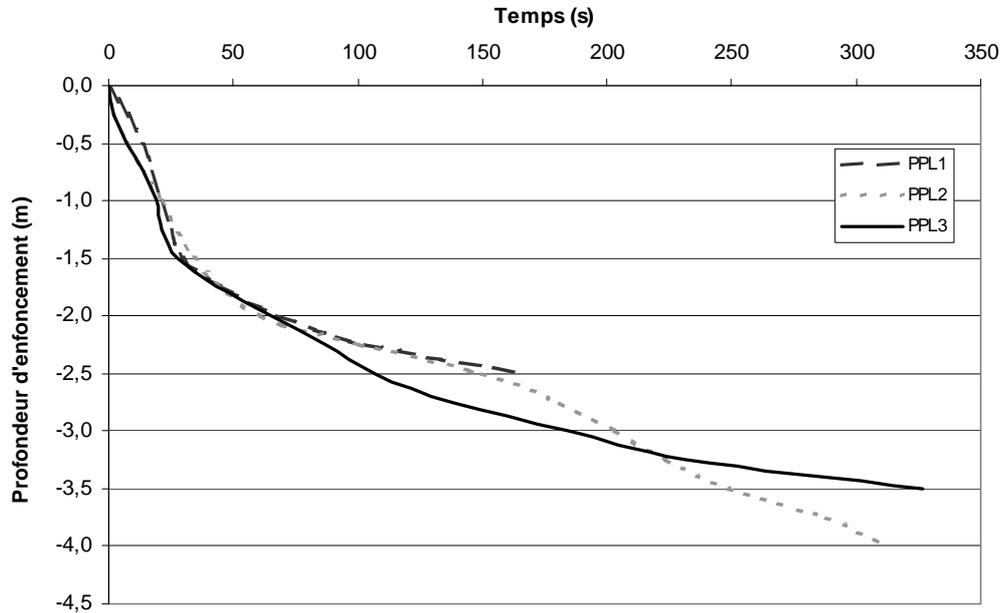


Figure 2.16. Pénétration en fonction du temps, site de Verberie

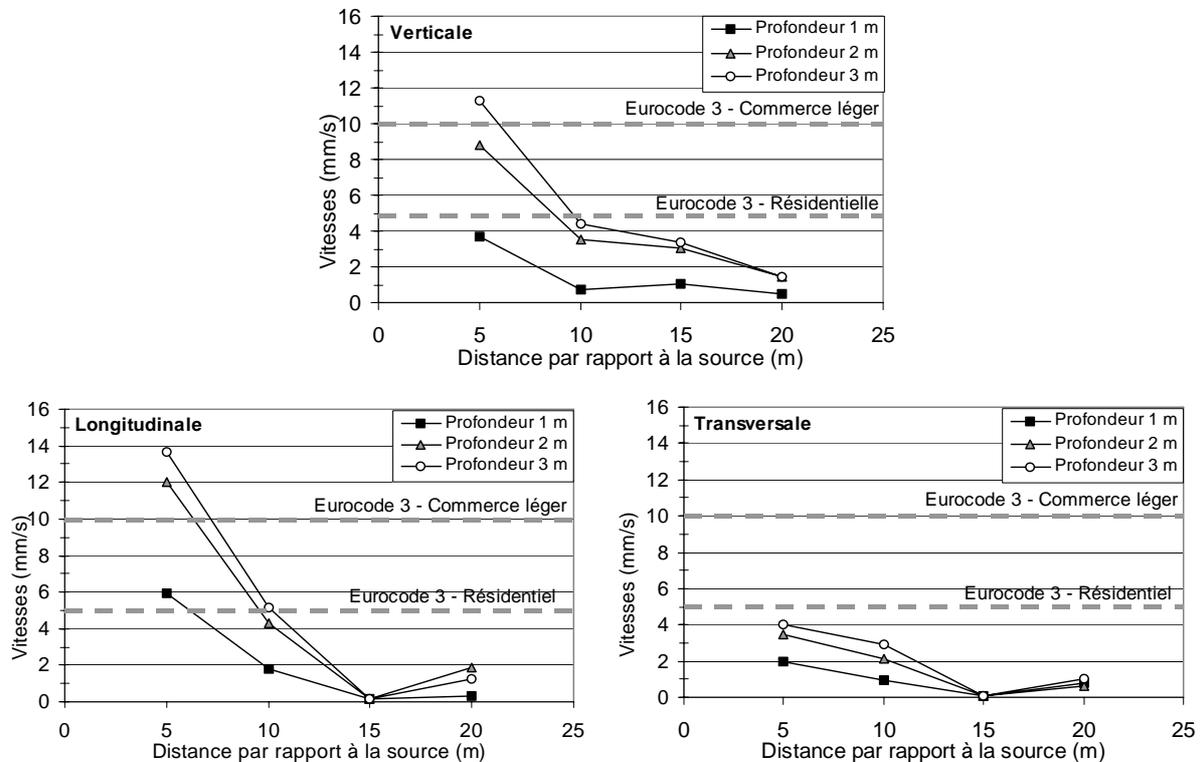


Figure 2.17. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière, palplanche n° 2, site de Verberie

La figure 2.18 présente les courbes d'évolution de la vitesse particulière verticale, longitudinale et transversale en fonction de la profondeur de fiche pour des distances, à la

source, différentes (5 m, 10 m, 15 m et 20 m) pour la palplanche n°2. Les mesures effectuées à 5 m de la source augmentent significativement à partir de 1,5 m de pénétration jusqu'à la fin de fonçage. Cette augmentation de la vitesse particulière peut-être due à la diminution de la vitesse de pénétration (figure 2.16) qui serait provoquée par la présence d'une couche de sable et graviers plus dense (figures 6.3.1, annexe 3.1). Il y a bien une corrélation entre la diminution de la vitesse d'enfoncement et l'augmentation de la vitesse particulière des mesures effectuées à 5 m de la source.

Les figures 2.17 et 2.18 indiquent qu'en respectant les seuils de l'Eurocode 3, il est possible de réaliser un chantier de vibrofonçage à 10 m de bâtiments résidentiels pour les sols de Verberie jusqu'à 3,25 m de profondeur qui est la limite du refus. Les valeurs des mesures transversales sont inférieures à ce seuil de 5 mm/s même à 5 m de distance de la source.

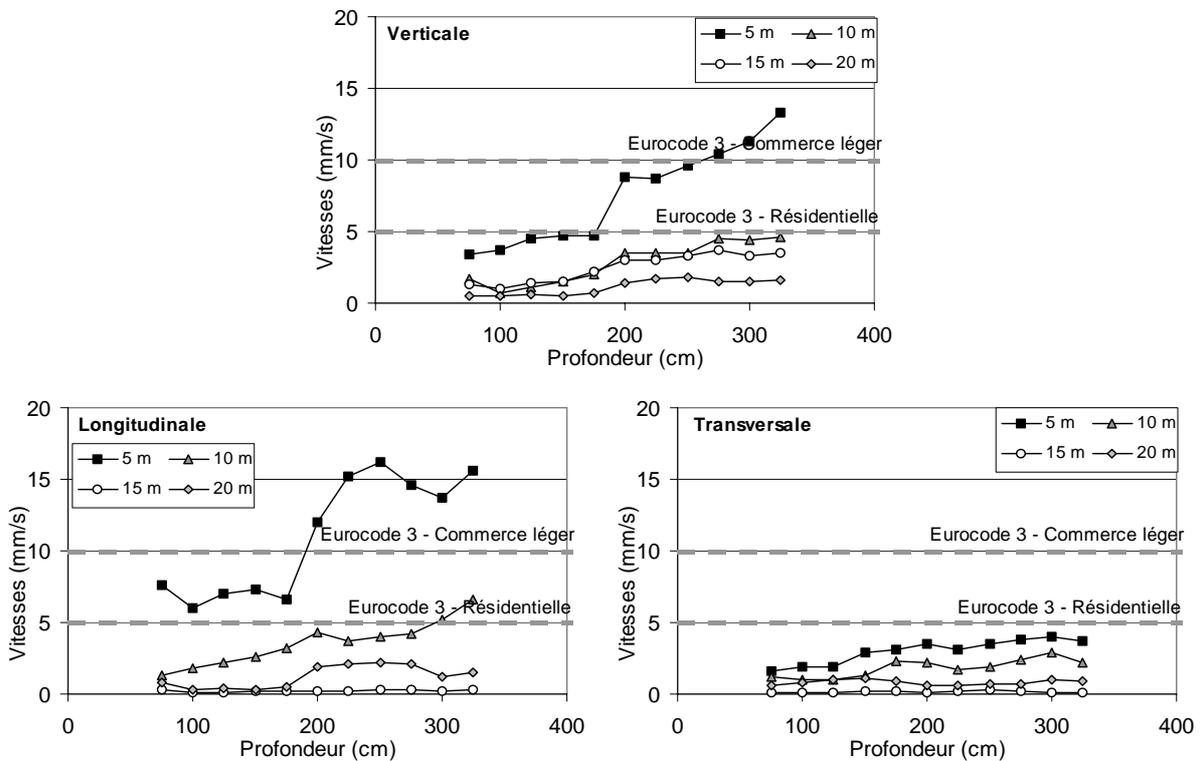


Figure 2.18. Vitesse particulière maximale verticale, longitudinale et transversale en fonction de la fiche de la palplanche n°2, site de Verberie

2. 3. 2. Site de Vesoul

Quatre paires de palplanches soudées de type PU 16 (ppl n°1 à ppl n°4) ont été foncées avec un vibreur ICE 416 (caractéristiques : annexe 1.5.1) pour la réalisation d'un passage inférieur sous les voies ferrées près de la gare de Vesoul. La figure 6.3.4 en annexe 3.2 montre le plan d'implantation des pieux et des géophones.

2. 3. 2. 1. Contexte géotechnique

La campagne de reconnaissance a mis en évidence la succession de sols suivants (annexe 3.2) (Perrin, 2002) :

- un remblai sur 1,40 m à 3,10 m d'épaisseur,
- des limons sous le remblai jusqu'à 3,80 m,
- des argiles marron-vertes jusqu'à 12,40 m,
- des marnes altérées bleues jusqu'à 16,00 m,
- puis des marnes bleues.

2. 3. 2. 2. Enfoncement

Les palplanches ont été vibrofoncées jusqu'à 7 m et 9 m de profondeur dans l'argile verte. Les courbes de pénétration (figure 2.19) sont identiques jusqu'à 3,80 m, comme le montre la figure 2.19, pour les quatre paires de palplanches qui ont été instrumentées (ppl n°1 à ppl n°4). Après cette cote, il y a une différence entre les palplanches qui ont été vibrofoncées jusqu'à 7 m et celle qui a été vibrofoncée jusqu'à 9 m (ppl n°3). Le contexte géologique étant homogène sous le passage inférieur (stratigraphie horizontale), cette différence ne peut provenir que d'une modification des paramètres de fonçage : amplitude ou fréquence du vibreur ou plus de retenue de la grue qui limiterait la mise en fiche.

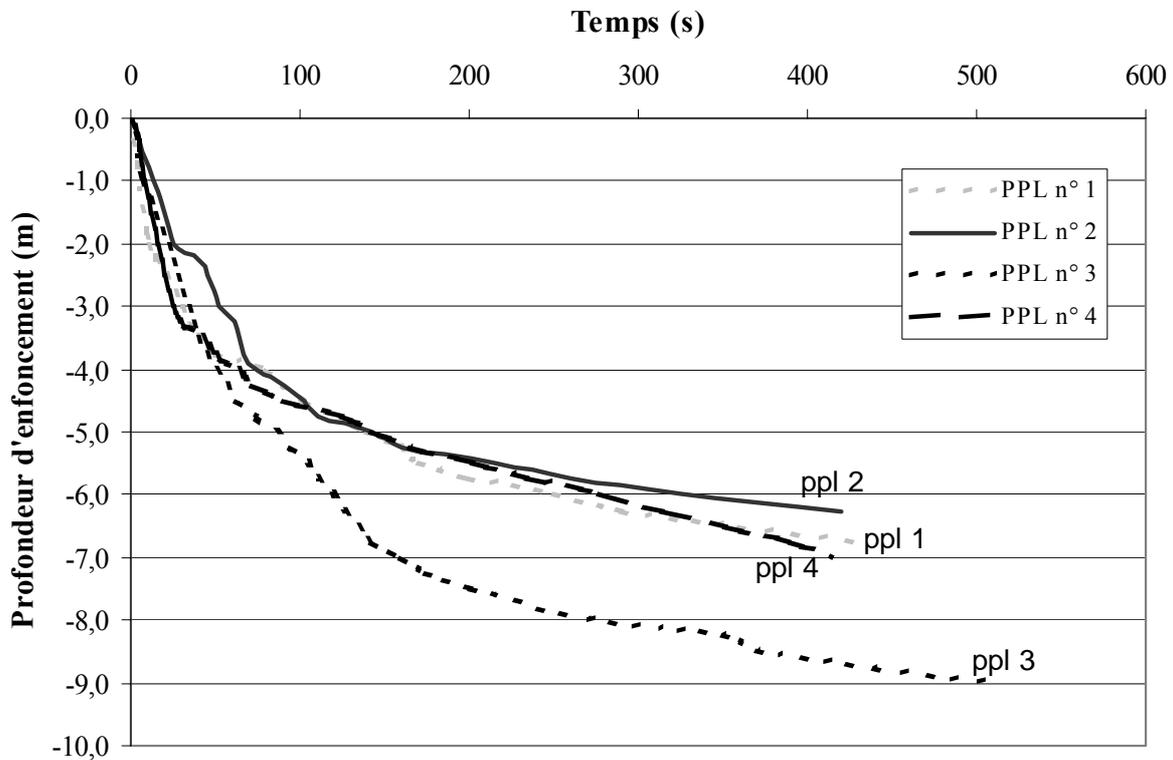


Figure 2.19. Pénétration en fonction du temps, site de Vesoul

2. 3. 2. 3. Vitesses particulières

Les figures 2.20 et 2.21 présentent les courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale et longitudinale en fonction de la distance à la source pour différentes profondeurs de fiche (1 m, 3 m, 5 m, 7 m et 9 m) pour les palplanches n°3 et n°4. On observe une nette diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source. Pour les fiches de 5 m et 7 m, les vitesses particulières longitudinales des palplanches n°3 et n°4 sont excessives. Avec plus de 40 mm/s, les vitesses particulières longitudinales sont supérieures à tous les seuils admissibles de l'Eurocode 3.

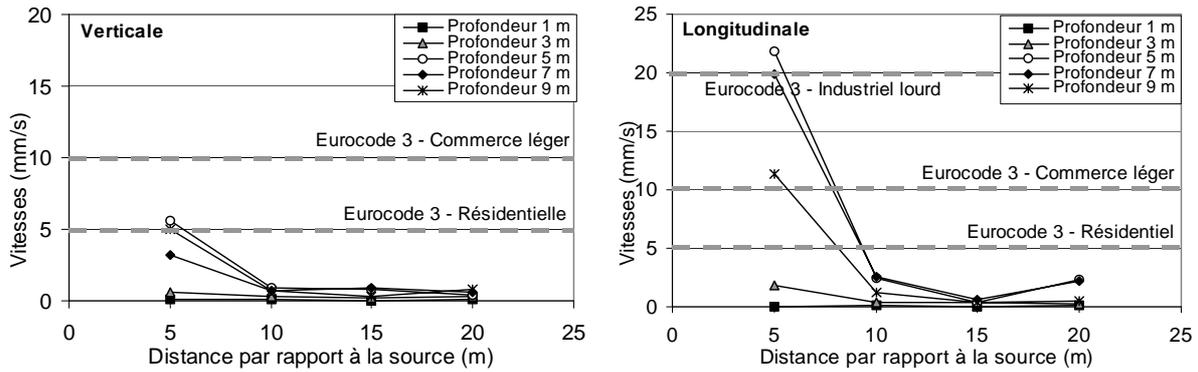


Figure 2.20. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale et longitudinale, site de Vesoul, palplanche n°3.

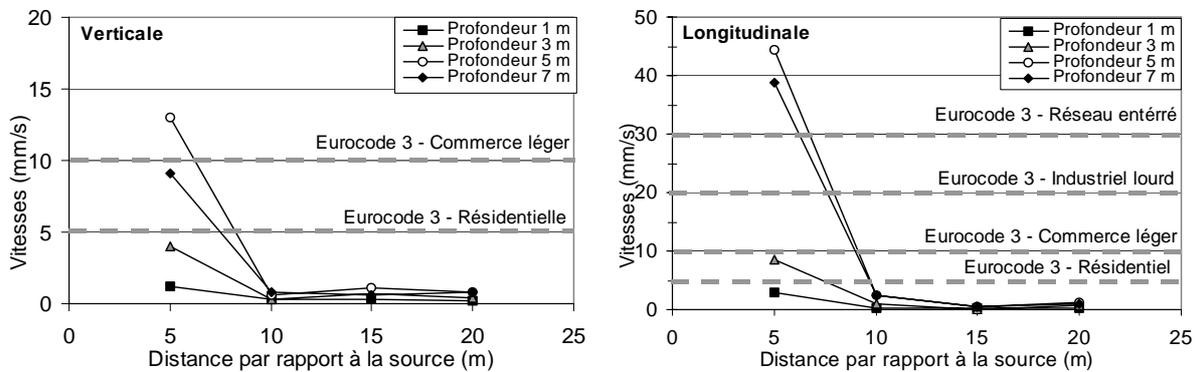


Figure 2.21. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale et longitudinale, site de Vesoul, palplanche n°4.

A partir de 3,80 m de profondeur de pénétration, la vitesse particulière longitudinale mesurée à 5 m de la source augmente significativement de 2 mm/s à plus de 20 mm/s pour la palplanche n°3 (figure 2.22). Il en est de même pour les vitesses particulières verticales et longitudinales pour la palplanche n°4, mais l'augmentation est progressive de 3,80 m à 4,60 m et brutale à partir de 4,80 m (figure 2.23).

A 3,80 m de profondeur, les reconnaissances géologiques (annexe 3.2) indique un changement de lithologie : passage de limon à argile. Ce changement de sol pourrait expliquer cette augmentation des vitesses particulières. Mais cela semble peu probable car les caractéristiques pressiométriques de ces deux couches sont similaires. La pression limite Ménard est de 0,59 MPa à la base du limon et de 0,50 au toit de l'argile. Cette augmentation

brusque de la vitesse particulière, uniquement à 5 m de la source, doit donc venir d'autres paramètres que nous n'avons pas su identifier sur le chantier.

Les figures 2.22 et 2.23 indiquent qu'en respectant les seuils de l'Eurocode 3, il est possible de réaliser un chantier de vibrofonçage à 10 m de bâtiments résidentiels pour les sols de Vesoul jusqu'à 9 m de profondeur qui est la limite fiche maximale du chantier.

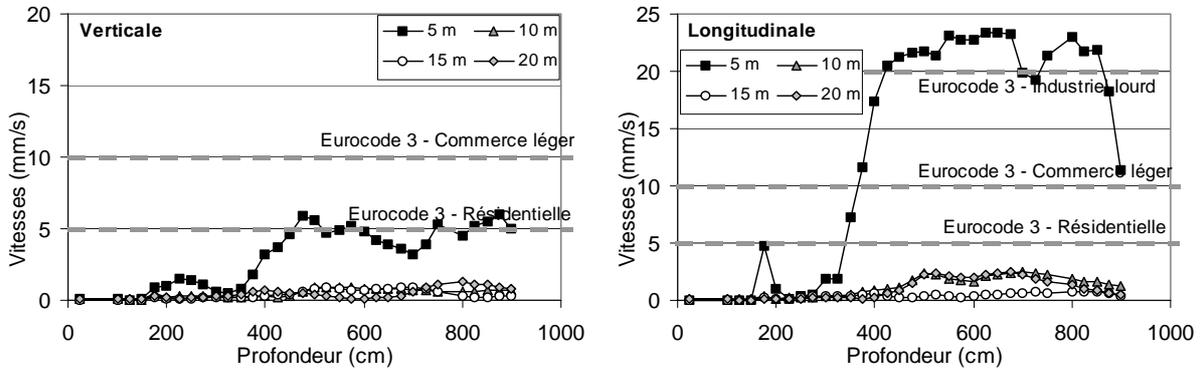


Figure 2.22. Vitesse particulière maximale verticale et longitudinale en fonction de la fiche de la palplanche n°3, site de Vesoul

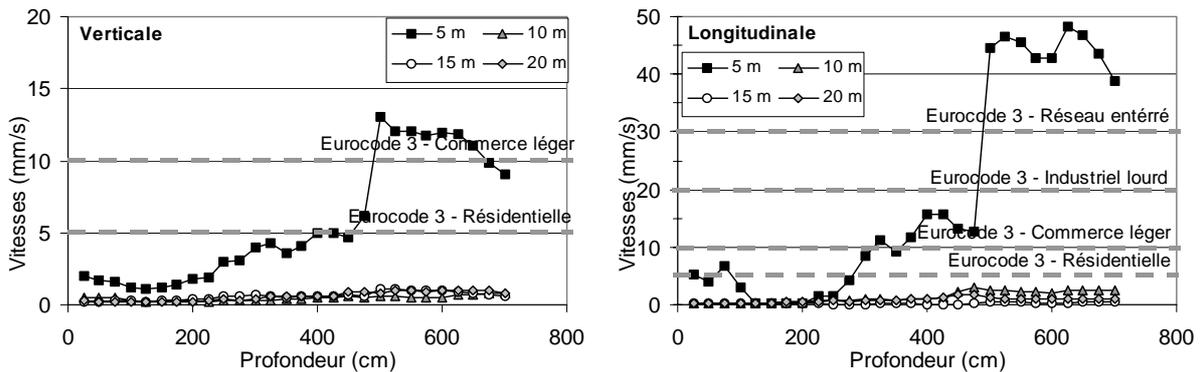


Figure 2.23. Vitesse particulière maximale verticale et longitudinale en fonction de la fiche de la palplanche n°4, site de Vesoul

2. 3. 3. Site de Fréjus

Onze palplanches simples de type L603 de 8 à 10 mètres de longueur (ppl n°1 à ppl n°11) ont été mises en œuvre avec un vibrofonceur® PTC 30HF3A, avec un guide de battage métallique, pour réaliser un passage inférieur sous un carrefour à proximité d'une zone industrielle et des voies SNCF. La figure 6.3.6 en annexe 3.3 montre le plan d'implantation des pieux et des géophones.

2. 3. 3. 1. Contexte géotechnique

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante (annexe 3.3) (Carvalho, 2003):

- en surface, une couche de béton bitumineux de 0,30 m d'épaisseur,
- un remblai de grave calcaire jusqu'à 0,70 m,
- du sable argileux marron à cailloutis jusqu'à 2,80 m,
- de l'argile sableuse marron à cailloutis jusqu'à 8,00 m (fin des sondages).

2. 3. 3. 2. Enfouissement

La figure 2.24 donnent les courbes de pénétration en fonction du temps des onze palplanches. Globalement les courbes ont toutes la même pente. Pourtant le fonçage de la palplanche 5 a demandé deux fois plus de temps que celui de la palplanche 4. On observe aussi de nombreux changements de pentes (ppl n°2 et ppl n°5) qui sont dues à des arrêts puis des reprises du fonçage qui semblait être difficile.

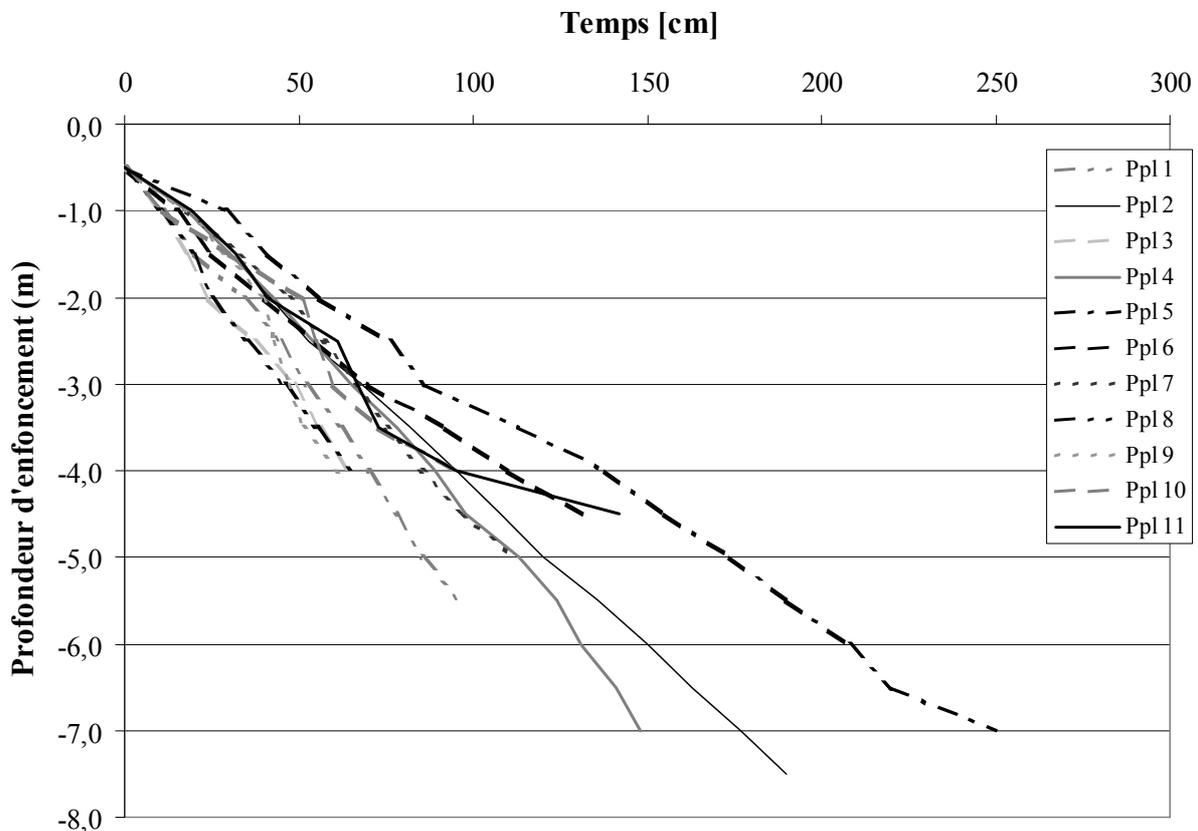


Figure 2.24. Pénétration en fonction du temps, site de Fréjus

2. 3. 3. 3. Vitesses particulières

La figure 2.25 présente les courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale et longitudinale en fonction de la distance à la source pour différentes profondeurs de fiche (1 m, 3 m, 5 m et 7 m) pour la palplanche n°4. On observe une diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source.

A partir de 2,80 m de fiche, la vitesse particulière longitudinale à 5 m (figure 2.26) de la source se stabilise à 4,5 mm/s. Cette cote est aussi le toit de la couche de sable argileux à cailloutis (annexe 3.3).

Sur ce chantier, les valeurs des vitesses particulières mesurées sont très faibles. La figure 2.26 indique qu'en respectant les seuils de l'Eurocode 3, il est possible de réaliser un chantier de vibrofonçage à 5 m de bâtiments résidentiels pour les sols de Fréjus jusqu'à au-moins 7 m de profondeur qui est la profondeur maximale de fonçage des palplanches sur ce chantier.

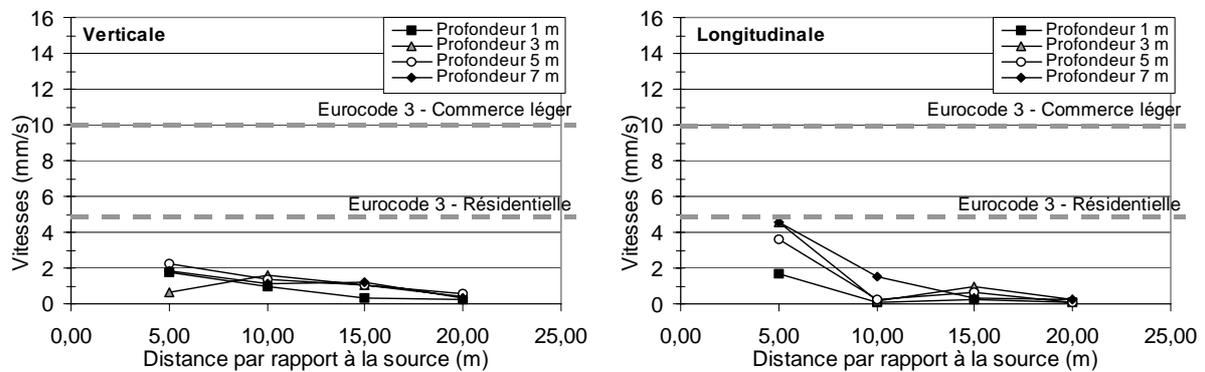


Figure 2.25. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale et longitudinale pour la palplanche n°4, site de Fréjus.

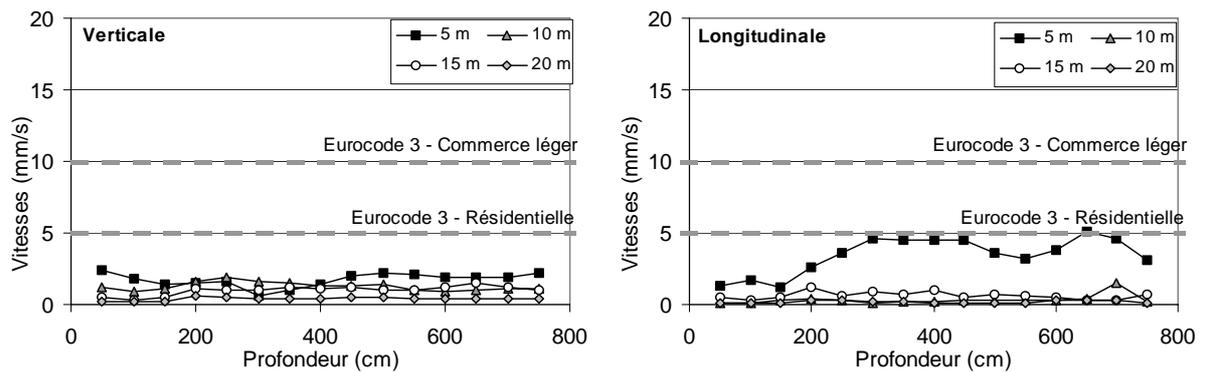


Figure 2.26. Vitesse particulière maximale verticale et longitudinale en fonction de la fiche de la palplanche n°4, site de Fréjus

2. 3. 4. Site de Monchy Saint-Éloi

Huit pieux en béton armé carrés, 500 mm * 500mm, (P1 à P8) (annexe 2.4) ont été mis en œuvre avec un vibreur ICE 416, l'un d'eux (pieu 5) a été sur-battu de 15cm avec un marteau hydraulique IHC SC50 (voir caractéristiques en annexe 1). La figure 6.3.9 en annexe 3.4 montre le plan d'implantation des pieux. Pour mesurer les vitesses particulières, des géophones ont été installés en direction du Nord-Est, vers la forêt, pour les pieux n°1 et n°5. Le premier (P1) a été vibrofoncé du début jusqu'à la cote finale, le second (P5) a été vibrofoncé puis sur battu sur les 15 derniers centimètres.

2. 3. 4. 1. Contexte géotechnique

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante (annexe 3.4) (Scorianz, 2007):

- en surface, une couche de ballast calcaire de 0,40 m d'épaisseur (les essais ont été réalisés sans cette couche directement au travers des limons de surface),
- du limon marron jusqu'à 1,00 m,
- de la tourbe fibreuse brune noirâtre avec des racines jusqu'à 2,50 m,
- de l'argile grise jusqu'à 3,00 m,
- du sable graveleux et fin gris vert jusqu'à 6,90 m,
- de l'argile coquillée et à lignite jusqu'à 13,60.

2. 3. 4. 2. Enfoncement

Les fonçages ont été réalisés à partir du toit du limon marron car les caractéristiques de portance (frottement latéral), qui font l'objet du paragraphe 2.2 du chapitre 3, de la couche de remblai (ballast calcaire) n'interviennent pas dans le dimensionnement des fondations. La figure 2.27 montre l'ensemble des courbes de pénétration pour les pieux en béton armé préfabriqués de Monchy saint Eloi.

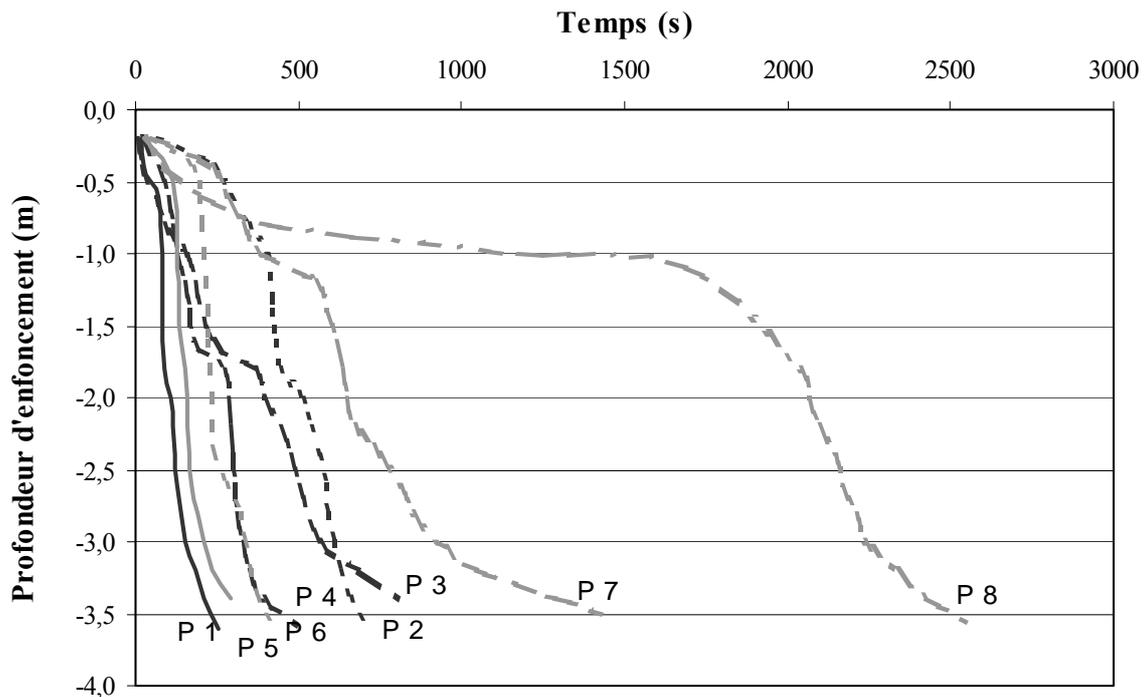


Figure 2.27. Pénétration en fonction du temps, site de Monchy Saint-Eloi

La couche de tourbe fibreuse étant très hétérogène, les fonçages ont été effectués avec des durées variant de 200 s, pour le pieu 1, à 2500 s pour le pieu 8 (figure 2.27). Une grosse racine, d'environ 20 cm a stoppé le fonçage à 0,80 m de profondeur. Il a été nécessaire de la contourner pour pouvoir terminer le fonçage.

2.3.4.3. Vitesses particulières

Pour les signaux transitoires, engendrés par le marteau hydraulique, aussi bien que pour les signaux continus et périodiques produits par le vibreur, le système de mesure était constitué de quatre géophones 3D (annexe 1.2) positionnés respectivement à 5 m, 10 m, 15 m et 20 m du pieu vibrofoncé n°1 et à 5 m, 10 m, 20 m et 30 m du pieu vibrofoncé et sur battu n°5. L'acquisition a été réalisée au moyen d'un Cityshark II (annexe 1.3). Les données ont ensuite été sauvegardées sur une carte mémoire amovible. Pour tous les enregistrements de vibration la fréquence d'échantillonnage était de 200 Hz.

Les enregistrements ont été analysés dans 18 fenêtres de temps différentes pour des longueurs identiques de pénétration dans le sol, à savoir 20 cm. Pour le pieu n°5, le 18ème sous-enregistrement représente la phase de sur battage. Une analyse dans le domaine des temps et des fréquences a été alors menée pour les pieux n°1 et n°5 (Rocher-Lacoste et al., 2008).

2.3.4.3.1. Domaine des Fréquences

L'analyse vise à évaluer l'amplification et la modification des vibrations en surface avec la distance des pieux et pendant les différentes phases d'enfoncement. Les figures 2.28 et 2.29 montrent les transformées de Fourier rapides (FFT : « Fast Fourier Transform ») des vitesses longitudinales particulières associées aux 17ème et 18ème sous-enregistrements respectivement, pour les différents points de mesure à 5m, 10 m, 20 m et 30 m de la source pour le pieu n°5. En particulier, la figure 2.28 présente le cas du vibrofonçage pour le fonçage entre 3,2 m à 3,4 m de profondeur et la figure 2.29 pour le fonçage de 3,4 à 3,6 m de profondeur pour la phase de sur battage.

Une première remarque peut être faite en regardant le FFT (figure 2.28) pour la phase de vibrofonçage, qui concerne la fréquence de fonctionnement du vibreur ICE 416. En fait, la fréquence fondamentale mesurée sur l'ensemble des géophones est de 15.4 Hz tandis que le fabricant annonce une fréquence de 26.6 Hz. Cette anomalie pourrait s'expliquer par un mauvais réglage du groupe hydraulique.

Sur les figures 2.28 et 2.29, les spectres dans les deux cas sont très différents. Indépendamment de la distance de la source, la FFT dans le cas du vibrofonçage montre une concentration d'énergie aux fréquences de résonance : 15,4 Hz, 30,8 Hz et 46,2 Hz. Pour le cas du battage, l'énergie est distribuée sur une bande de fréquences de 8 Hz à 30 Hz. Pour le pieu foncé par vibrofonçage, le niveau spectral maximum est observé à 15,4 hertz et, de plus, le niveau enregistré à 5 m de la source est environ 20 fois plus grand que le niveau enregistré à 30m. Pour le cas du fonçage par battage, le rapport est d'environ 10 fois. Le niveau spectral maximum pour le vibrofonçage est 10 fois plus grand que la valeur correspondante pour le battage.

Sur les figures 2.30 et 2.31 sont représentées les trois composantes de vitesse pour les 17ème et 18ème sous-enregistrements respectivement pour le vibrofonçage et le battage. Les figures présentent les résultats en termes de FFTs des vitesses pour le pieu n°5 à une distance de 10 m. La figure 2.30 montre que les valeurs de la composante verticale sont environ 2 à 3 fois

plus importantes que les valeurs de la composante horizontale. Pour le cas du sur-battage, l'écart type ne permet pas de légitimer la même conclusion (figure 2.31).

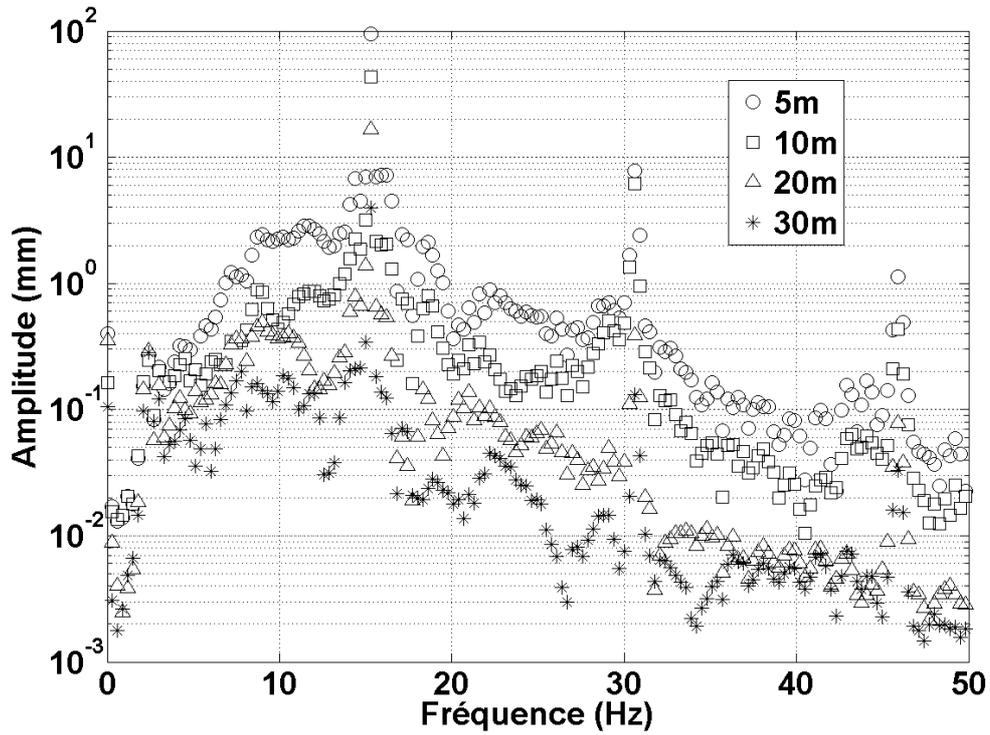


Figure 2.28. FFT pour la composante longitudinale de la vitesse pour le 17ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du vibrofonçage.

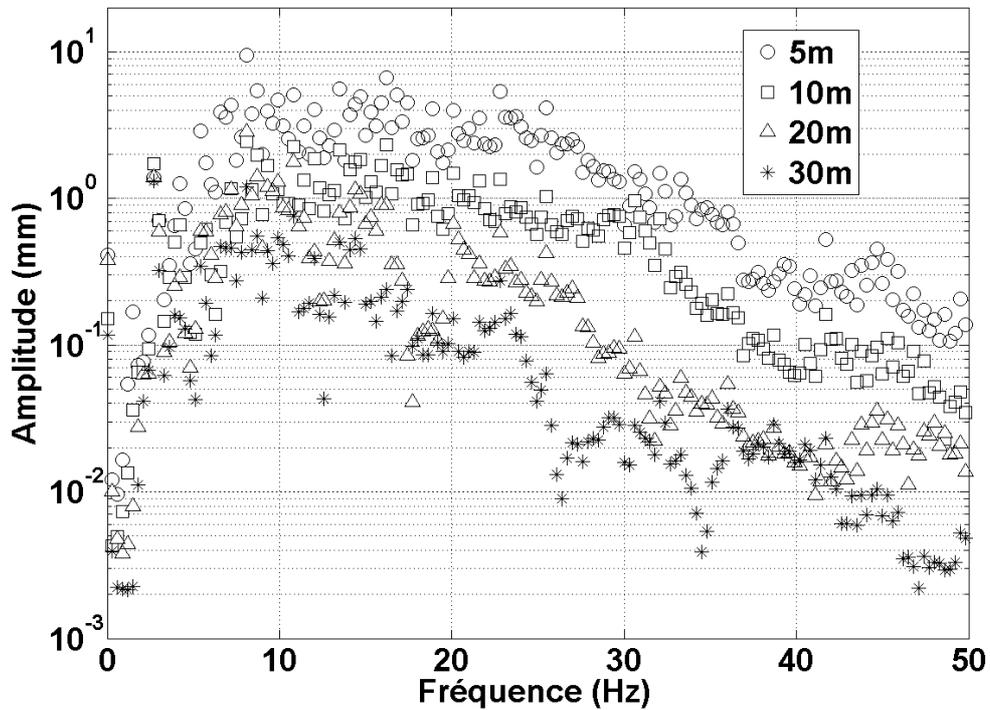


Figure 2.29. FFT pour la composante longitudinale de la vitesse pour le 18ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du battage.

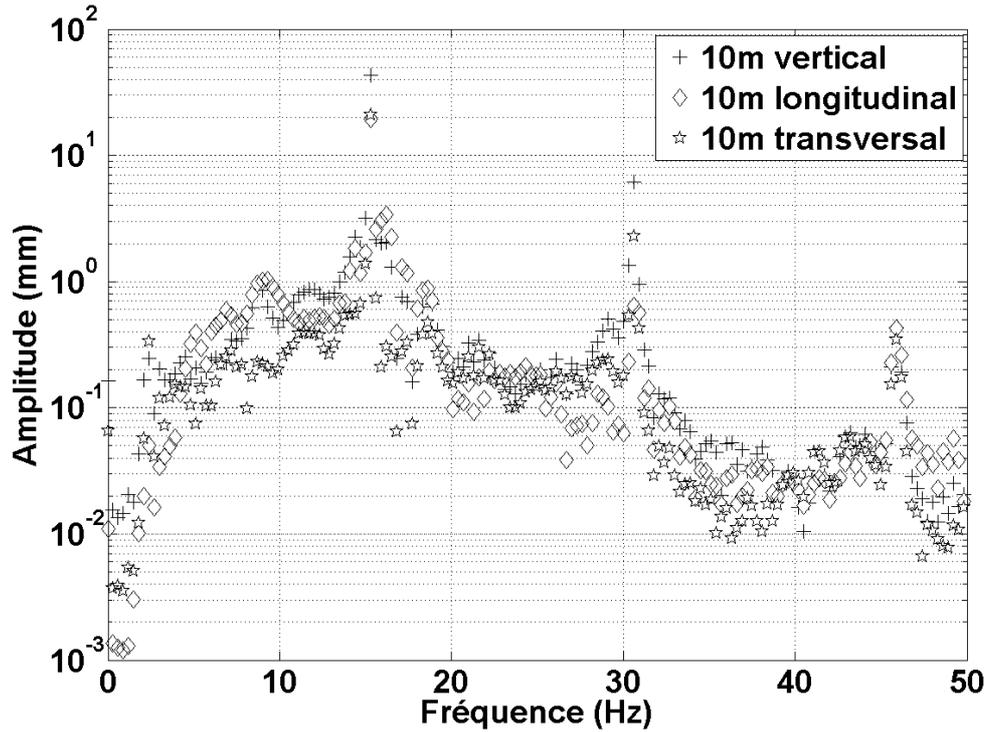


Figure 2.30. FFT pour les 3 composantes de vitesse pour le 17ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du vibrofonçage.

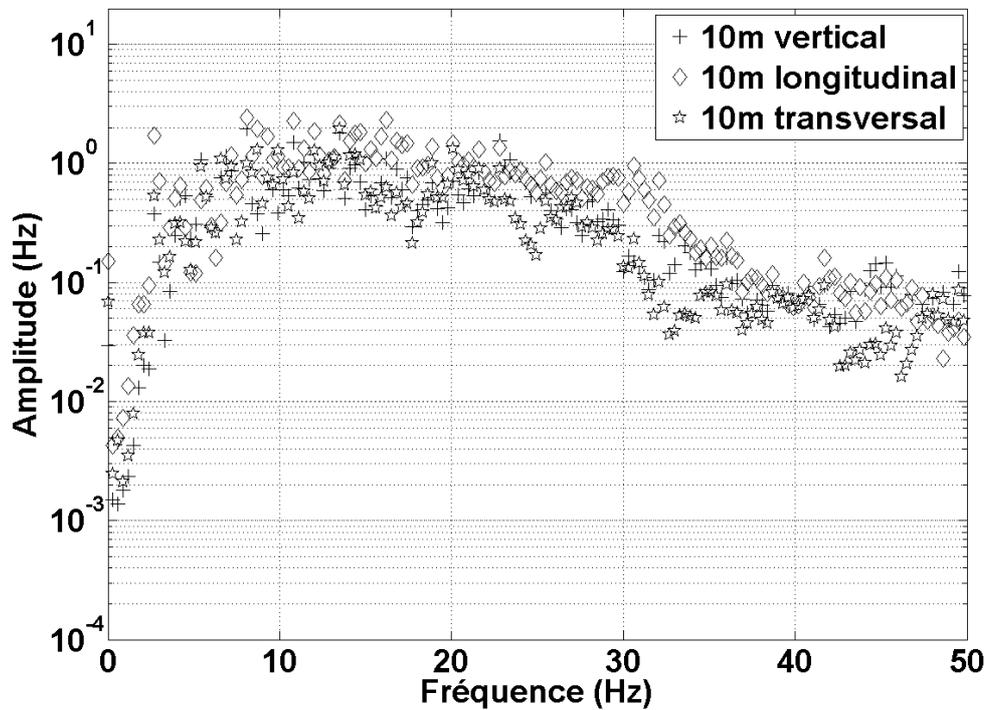


Figure 2.31. FFT pour les 3 composantes de vitesse pour le 18ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du battage.

Afin d'étudier la variabilité du contenu spectral des signaux en fonction du temps, nous avons considéré tous les enregistrements concernant les phases de vibrofonçage et de battage pour le pieu n°5. Nous avons calculé les spectrogrammes en considérant les FFT des signaux par fenêtres temporelles d'environ 4s et en se déplaçant sur toute la durée des enregistrements avec un pas de 0,03 s. Aucun changement crucial du contenu spectral n'a été mis en évidence par cette analyse. Un exemple des résultats obtenus pour le pieu n°5, enfoncé de 2 m jusqu'à 3,4 m par vibrofonçage, est illustré en figure 2.32. La figure 2.33 concerne la même analyse conduite sur les 50 secondes d'enregistrement relatives à la phase de battage de 3,4 m à 3,6 m. Sur la figure 2.32, les trois fréquences qui caractérisent le contenu spectral sur les figures 2.28 et 2.30, sont retrouvées sans aucune variation notable en fonction du temps. Sur la figure 2.33, la large bande de fréquences associée au battage est environ constante en fonction du temps.

Les pics spectraux maximums des vitesses particulières pour les trois composantes de la vibration pour les pieux n°1 et n°5, enregistrées à une distance de 5 m de la source, sont présentées en figure 2.34. Pour obtenir ces valeurs pour les 3 composantes, dans chacune des premières 17 fenêtres temporelles des enregistrements, nous avons considéré la valeur maximale de la FFT de la vitesse sur toute la bande de fréquence considérée. Pour les deux pieux, les pics spectraux maximums sont enregistrés dans la phase initiale d'enfoncement (des premiers 40 cm). Trois phases spécifiques sont définissables (figure 2.34). La première phase concerne le début du vibrofonçage (environ les premières 60 cm), la deuxième pendant laquelle le pieu est enfoncé jusqu'à une profondeur d'environ 3 m. La troisième phase en fin de fonçage qui est liée à la variation des propriétés des couches géologiques rencontrées. Le début et la fin du fonçage par vibrage sont donc les points sensibles.

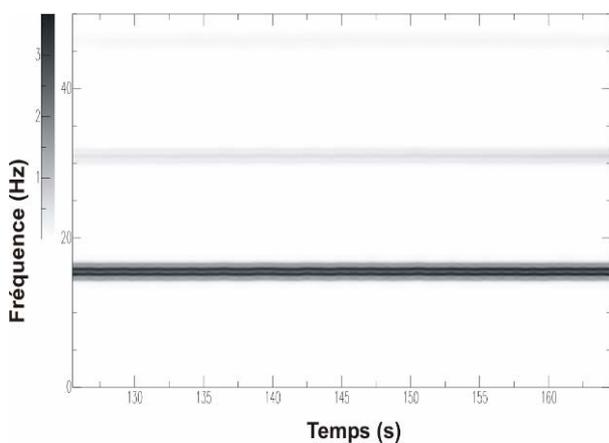


Figure 2.32. Spectrogramme des vitesses longitudinales pour le 17ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du vibrofonçage.

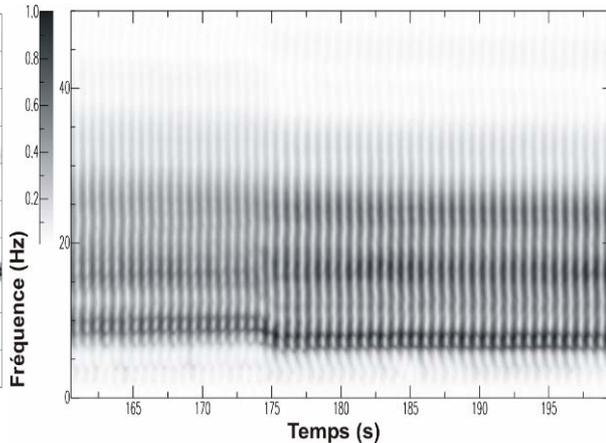


Figure 2.33. Spectrogramme des vitesses longitudinales pour le 18ème sous-enregistrement du pieu n°5 dans le cas du battage.

2.3.4.3.2. Domaine Temporel

La figure 2.35 monte les courbes d'atténuation de la vitesse particulière maximale verticales et longitudinales, en fonction de la distance à la source (le pieu que l'on fonce), pour différentes fiches (1 m, 2 m, 3 m, 3,4 m et 3,5 m) pour le pieu n°5 dans les phases de vibrofonçage et de battage. Cette figure met en évidence une forte atténuation de la vitesse particulière en fonction de la distance.

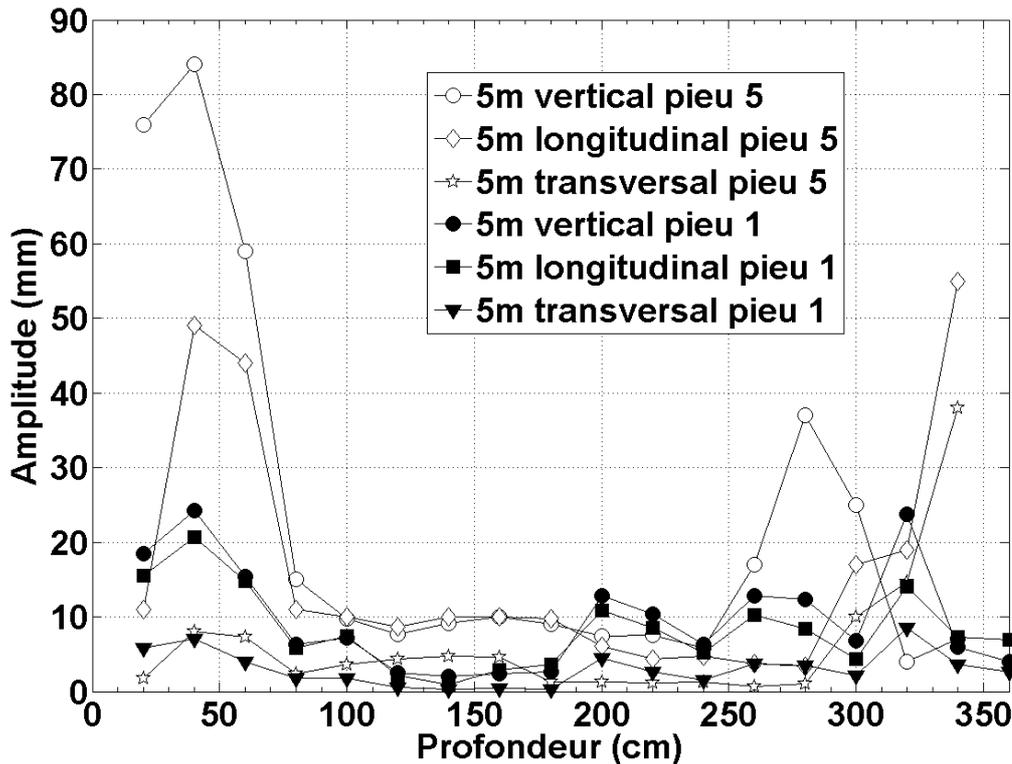


Figure 2.34. Pics spectraux relativement aux phases de vibrofonçage en fonction de la profondeur et pour les pieux n°1 et n°5.

La figure 2.36 présente les résultats des vitesses particulières maximales en fonction de la profondeur pour le pieu n°5 et pour les composantes verticales et longitudinales, à différentes distances en surface (5 m, 10 m, 20 m et 30 m) pour les phases de vibrofonçage (symbole plus trait) et de sur-battage (symbole seul). La valeur de vitesse particulière pour les composantes verticales et longitudinales, à 5 m de distance de la source, est dans le cas du sur-battage sensiblement plus élevée, de 30 à 60 %, que dans le cas du vibrofonçage. Le pic à 1,60 m de fiche est dû à un arrêt et à une reprise du vibrofonçage après retrait du guide de battage. Egalement, il y a une croissance forte de la vitesse particulière pour la composante longitudinale à partir de 2,70 m de profondeur. Cette croissance s'explique par l'entrée du pieu dans la couche compacte de sable et de gravier.

Pour le sur-battage, les valeurs pour les composantes verticale et longitudinale sont plus élevées. A des profondeurs similaires (3,4 m et 3,6 m), nous pouvons comparer les résultats pour le fonçage par vibrofonçage et par battage. Les valeurs pour le cas de battage sont généralement plus importantes. Pour les composantes verticales et longitudinales, les valeurs des vitesses particulières maximales du fonçage par battage sont respectivement de 30 % et 50 % plus importantes de celles associées au vibrofonçage.

Suivant les valeurs seuils de l'Eurocode 3 qui sont reportées sur les figures 2.35 et 2.36, il est possible de conclure, que pour les pieux en béton armé sur le site de Monchy, l'on aurait pu vibrofoncer à 5 m d'un « commerce léger » et à 10 m de bâtiments résidentiels. Les valeurs maximales des vitesses particulières sont pour ces deux distances en dessous des seuils. Si les mêmes seuils sont appliqués au battage, il faut s'éloigner un peu plus.

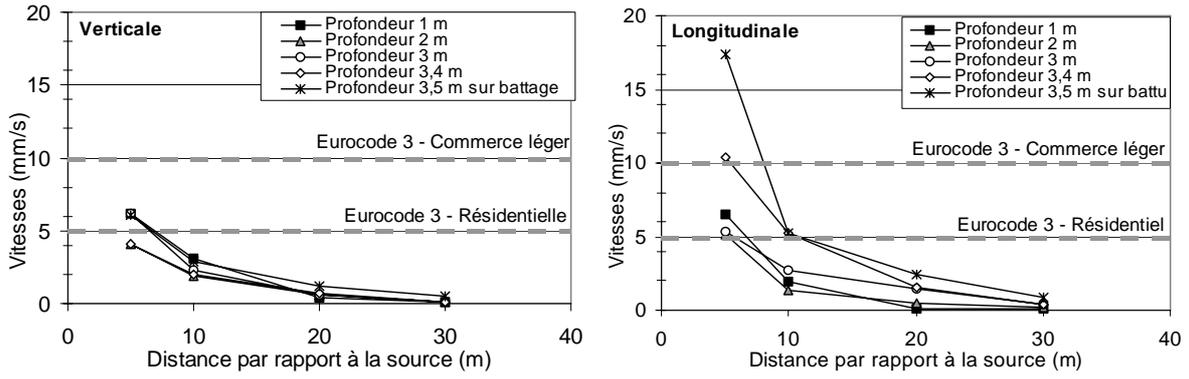


Figure 2.35. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale et longitudinale pour le pieu n°5 (vibrofoncé puis sur battu), site de Monchy.

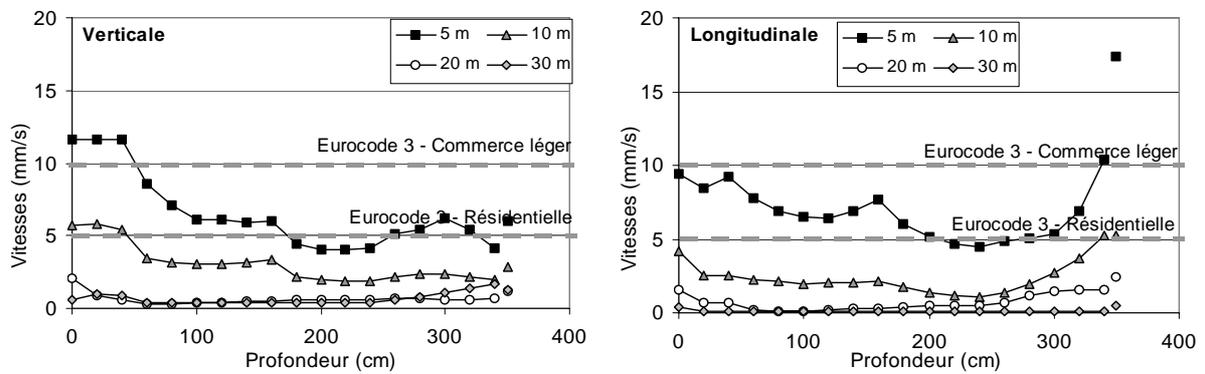


Figure 2.36. Vitesse particulaire maximale verticale et longitudinale en fonction de la fiche pour le pieu n°5 à Monchy Saint Eloi (points isolés : sur battage, courbes : vibrofonçage).

2. 3. 5. Site de Limelette

Une même paire de palplanche Z, de 20 m de long, a été foncée et extraite, neuf fois (ppl A à ppl I), par vibrage avec un vibreur à excentricité variable ICE 36RF-ts (caractéristiques : annexe 1), jusqu'à 7m de fiche. La figure 6.3.12 en annexe 3.5 montre le plan d'implantation des pieux et des géophones.

2. 3. 5. 1. Contexte géotechnique

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante (annexe 3.5) (CSTC-WTCB-BBRI, 2003 ; Van Alboom et Whenham (2003) :

- de 0 à 0,5 m : remblai
- de 0,5 m à 3,5 m : limon à sable limoneux (quaternaire)
- de 3,5 m à 5,5 m : sable fin limoneux (quaternaire)
- de 5,5 m à 7 m : sable silteux légèrement argileux
- de 7 m à 9 m : sable argileux avec présence locale de silex
- de 9 m à 11 m : sable tertiaire (Landénien)
- après 11 m : sable tertiaire (Bruxellien)

La nappe phréatique se trouve à environ 40 m de profondeur.

2. 3. 5. 2. Enfouissement

Le sous-sol du site d'essai de Limelette, du Centre Scientifique et Technique de la Construction (Organisme de l'Etat belge) ayant des caractéristiques géotechniques faibles jusqu'à 7 m de profondeur (annexe 3.5), il avait été décidé avant le début de la campagne d'essais d'arrêter tous les fonçages à cette profondeur pour éviter de détériorer la paire de palplanches. Les différences de temps de fonçage sont donc dues uniquement aux modifications des paramètres du vibreur : amplitude, fréquence et nombre de pinces. Le tableau 2.9 (paragraphe 1.2.3.6) résume ces modifications.

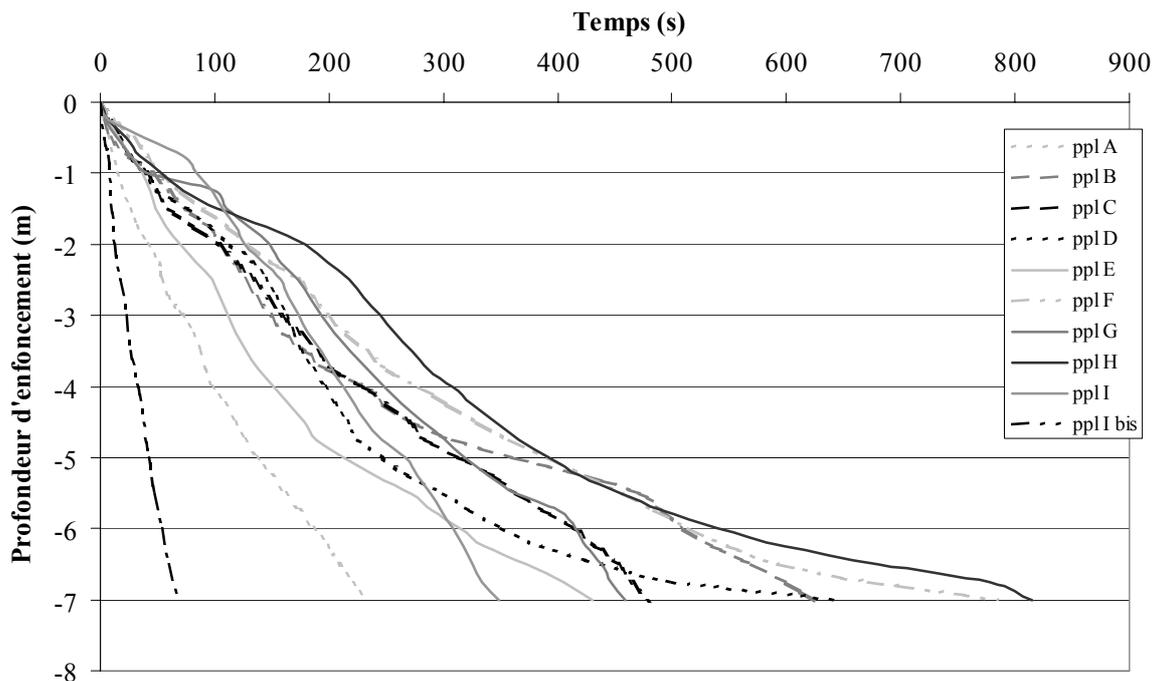


Figure 2.37. Pénétration en fonction du temps, site de Limelette

2. 3. 5. 3. *Vitesse particulière*

La figure 2.38 présente les courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale, en fonction de la distance à la source pour différentes profondeurs de fiche (1 m, 3 m, 5 m et 7 m) pour la paire de palplanches, ppl H. On observe une nette diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source. On rappelle que les caractéristiques de fonctionnement du vibreur pour le vibrofonçage de ppl H a été : deux pinces, une amplitude (crête à crête) de 4,5 mm et une fréquence variant de 20 Hz à 35 Hz.

Pour ppl G, seul le paramètre fréquence est différent de ppl H. Il est constant à 32,5 Hz. Pour ppl F, le fréquence est toujours constante, 33 Hz, mais l'amplitude a diminué : 2,6 mm. Les ppl F, ppl G et ppl H ont toutes été vibrofoncés avec deux pinces mais les géophones n'ont pas été positionnés suivant le même axe (figure 6.3.12), variation de 45° d'une paire de palplanches à l'autre, pour essayer de mieux comprendre la propagation de l'onde dans l'espace.

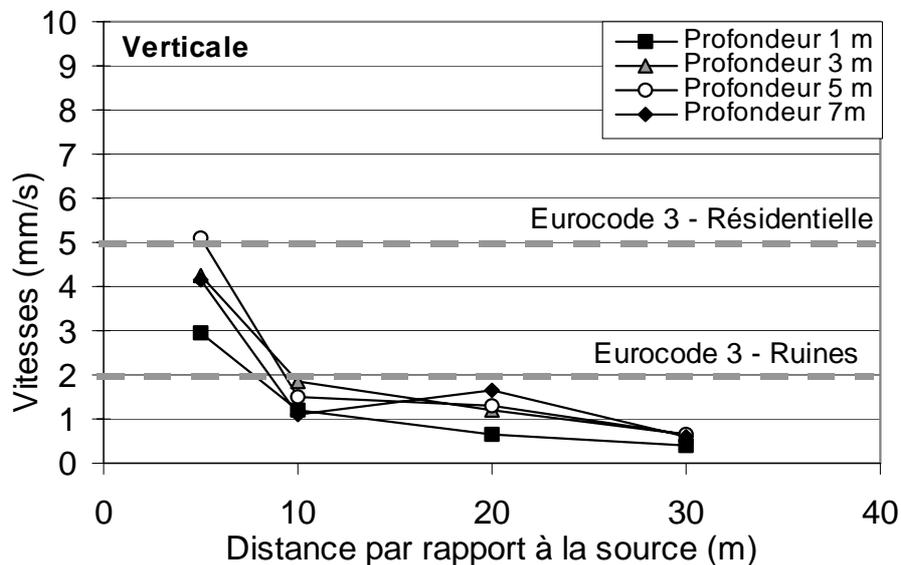


Figure 2.38. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale pour la paire de palplanches, ppl H (fréquence de 35 à 20 Hz, amplitude de 4,5 mm et deux pinces).

La figure 2.39 présente les courbes d'évolution de la vitesse particulière verticale, en fonction de la distance à la source (5 m, 10 m, 20 m et 30 m) pour les fiches 3 m et 7 m, pour les ppl F, ppl G et ppl H. On observe toujours une nette diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source. A 5 m de la source, les vitesses particulières verticales de ppl H sont supérieures aux deux autres pour les deux fiches étudiées : les géophones sont placés perpendiculairement au grand axe de paire de palplanches Z. On peut faire la même observation entre ppl F et ppl G : les géophones de ppl F sont placés à 45° par rapport au grand axe et les géophones de ppl G sont parallèles à ce grand axe.

Les valeurs des vitesses particulières étant très petites, il est difficile de conclure sur l'existence d'un axe prépondérant de propagation des ondes.

Les figures 2.38 et 2.39 indiquent qu'en respectant les seuils de l'Eurocode 3, il est possible de réaliser un chantier de vibrofonçage à 10 m de bâtiments en ruine pour les sols de Limelette jusqu'à 7 m de fiche qui est proche de la limite du refus.

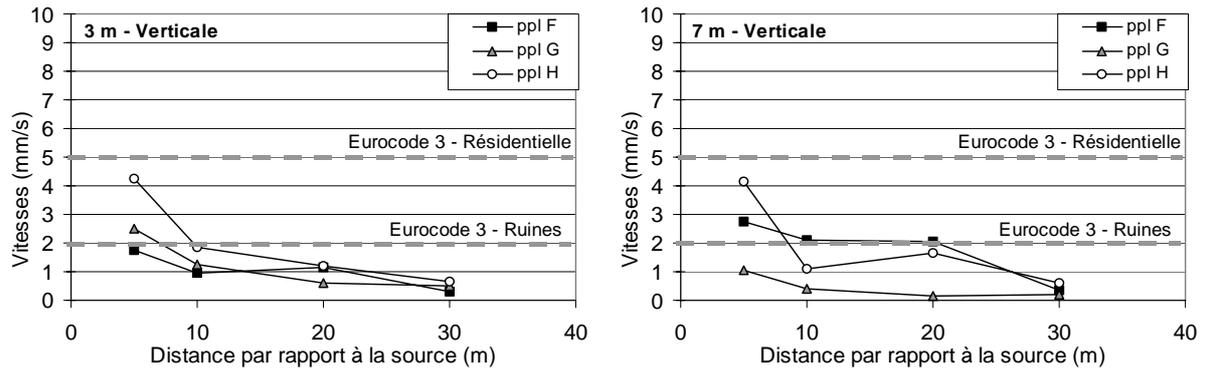


Figure 2.39. Comparaison des courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale pour les fiches de 3 et 7 m, site de Limelette, ppl F, G et H.

2. 3. 6. Site de Merville

De nombreux profilés ont été installés au moyen d'un vibreur ICE 815 ou d'un marteau IHC 70s. Suivant l'élément mis en place dans le sol, le vibrofonçeur et le marteau hydraulique avaient des configurations différentes (voir annexe 1.7). La présente étude de Merville se limitera aux palplanches AU 16 (ppl 1 et ppl 7) et au tube ouvert, de 508 mm de diamètre, qui font l'objet de la modélisation numérique de ce rapport (paragraphe 2.4). La figure 6.3.15 en annexe 3.6 montre le plan d'implantation des pieux.

2. 3. 6. 1. Contexte géotechnique

L'ensemble des campagnes géotechniques réalisées sur ce site a permis de constater l'homogénéité de la formation et a mis en évidence les couches suivantes (annexe 3.6) :

- de 0 à 2,2 m, des limons,
- de 2,2 à 42 m, les argiles des Flandres d'aspect gris bleu feuilleté,
- de 42 à 84 m, les sables et les argiles du Landénien, et, au-dessous, le socle de craie du Sénonien et du Turonien.

2. 3. 6. 2. Enfouissement

Deux palplanches AU16 (ppl n°1 et ppl n°7) et un tube ouvert ont été vibrofoncés en avril 2003. Le vibrofonçage des palplanches a duré de 17 à 31 minutes pour un vibrofonçage d'environ 7 m de profondeur. Le tube ouvert en acier, Ø508 mm a été vibrofoncé à 9.40 m, en 44 minutes. La figure 2.40 représente la pénétration en fonction du temps. Pour les palplanches n°1 et n°7 ainsi que pour le tube ouvert, une vitesse de pénétration maximum de 1,4 m/min est observée entre 0 et 4 m (figure 2.41). De 4 à 5 m, la vitesse décroît rapidement à 20 cm/min. En fin de fonçage, la pénétration est de seulement 10 cm/min, très proche du critère de refus de 5 cm/min qui avait été défini par le technicien d'ICE France. De même, on note que quand la vitesse de pénétration diminue, la fréquence de travail (figure 2.42) du vibreur décroît de 25 à 18 Hz en fin de fonçage, soit une diminution de 25%.

2. 3. 6. 3. Vitesses particulières

Trois géophones triaxiaux ont été mobilisés (annexe 1.4) pour effectuer les mesures de vibrations sur le sol. Ils ont été respectivement placés à 5 m, 10 m et 15 m de l'axe de la paire de palplanches en direction du nord-ouest, c'est à dire parallèlement au grand axe de la paire (annexe 3.6).

Les figures 2.43, 2.45 et 2.47 présentent les courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale en fonction de la distance à la source pour différentes profondeurs de fiche (2,5 m, 4,5 m et 6,5 m) pour les paires de palplanches n°1 et n°7 et pour le tube métallique ouvert de 508 mm de diamètre. Comme pour les autres essais, on observe une nette diminution de la vitesse entre 5 m et 10 m de la source.

Les figures 2.44, 2.46 et 2.48 présentent les courbes d'évolution de la vitesse particulière verticale en fonction de la profondeur de fiche pour des distances différentes (5 m, 10 m et 15 m) pour les paires de palplanches n°1 et n°7 et pour le tube métallique ouvert. Les mesures effectuées à 10 m et 15 m de la source augmentent significativement à partir de 4 m de pénétration jusqu'à la fin du vibrofonçage. Cette augmentation de la vitesse particulière peut être due à la diminution de la vitesse de pénétration (figure 2.41) qui serait induite par la diminution de la fréquence de service du vibreur (figure 2.42).

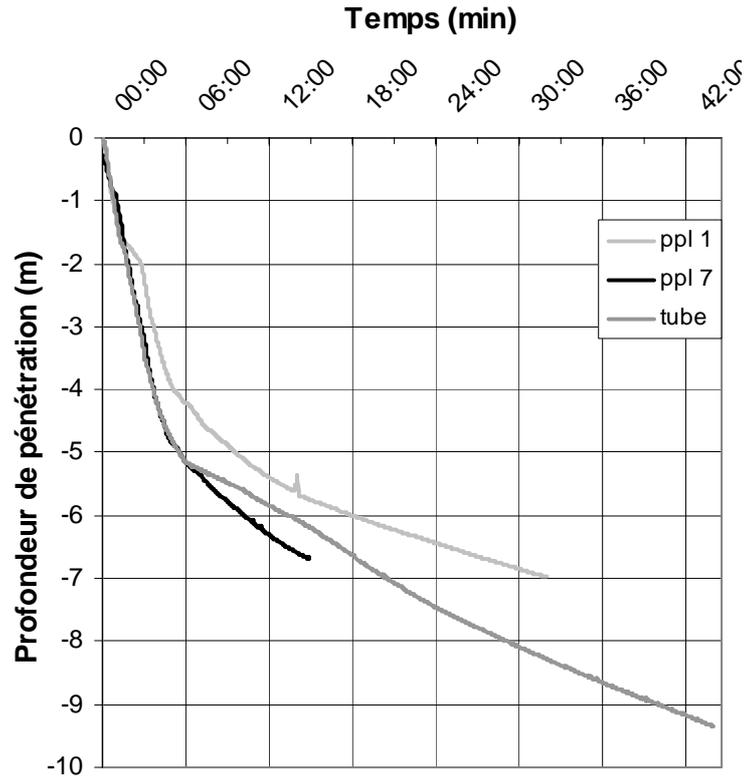


Figure 2.40. Courbes de pénétration en fonction du temps des palplanches AU 16 et du tube

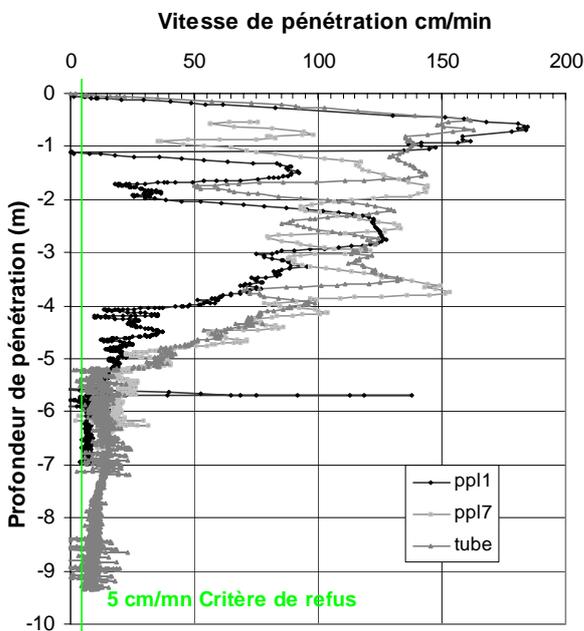


Figure 2.41. Vitesse de pénétration en vibrofonçage

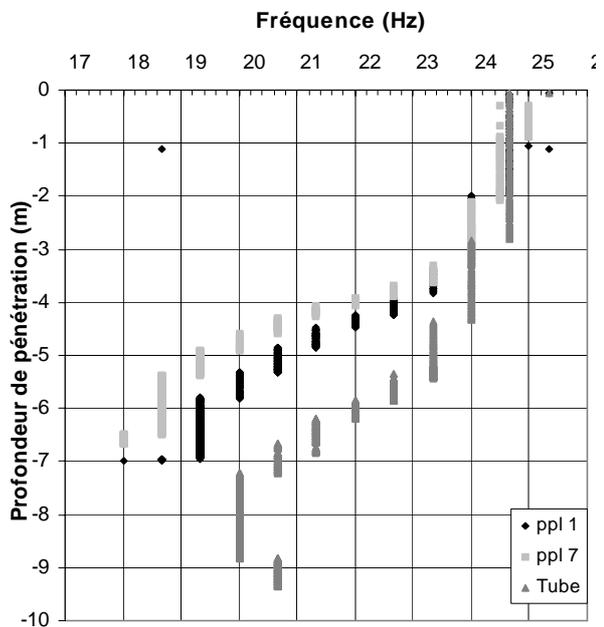


Figure 2.42. Variation de la fréquence du vibrateur pendant le fonçage

Suivant l'Eurocode 3, l'interprétation des vitesses particulières transmises au sol, pour des fréquences comprises entre 18 et 25 Hz, permettraient de fonder les palplanches et le tube

étudiés dans l'argile des Flandres à une distance de 5 m de réseaux enterrés et à 10 m de « commerces légers », pour un fonçage d'environ 4 m de profondeur.

A partir de 4 m, la vitesse particulaire maximale dans le sol augmente de façon significative. La vitesse de pénétration est faible, elle est proche du critère de refus de 5 cm/min. Les palplanches et le tube ne sont plus foncés dans une argile altérée mais dans une argile raide. Il faut se poser la question de la pertinence de faire du fonçage par vibration dans ce type de sol.

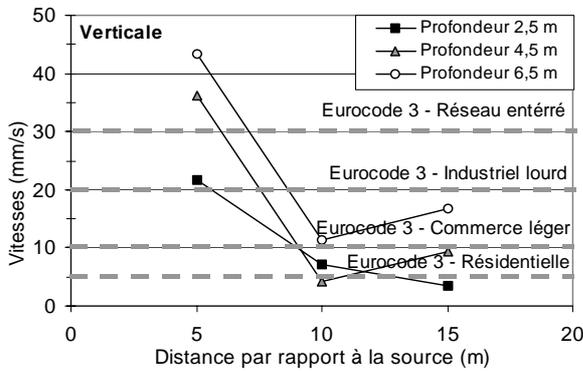


Figure 2.43. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale, ppl n°1

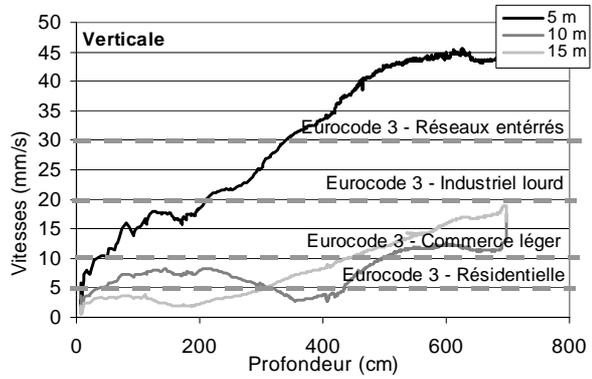


Figure 2.44. Vitesse particulaire maximale verticale en fonction de la fiche de la ppl n°1.

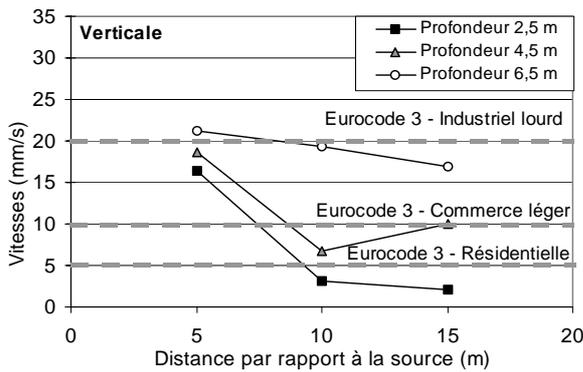


Figure 2.45. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale, ppl n°7

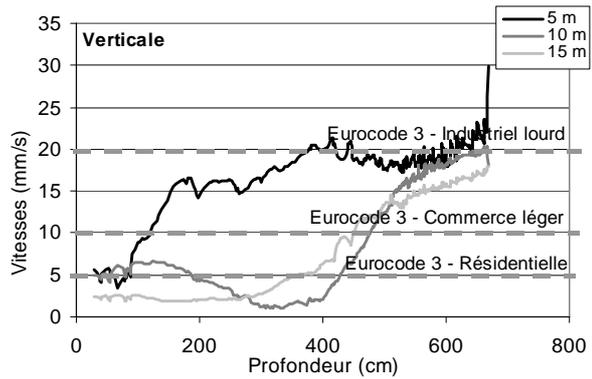


Figure 2.46. Vitesse particulaire maximale verticale en fonction de la fiche de la ppl n°7.

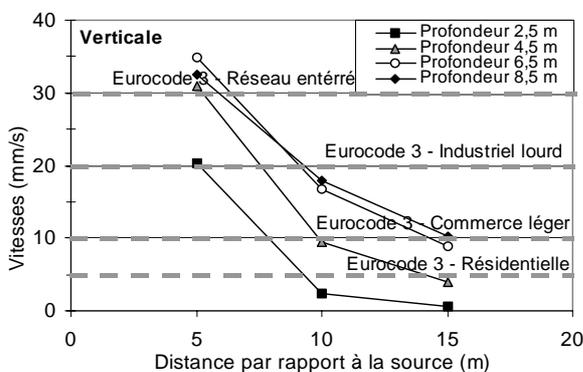


Figure 2.47. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale du tube

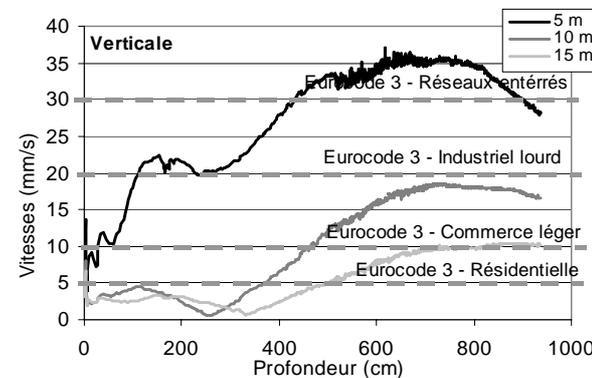


Figure 2.48. Vitesse particulaire maximale verticale en fonction de la fiche du tube.

2. 4. Modélisation Numérique

Dans ce paragraphe, une étude numérique par la méthode des éléments finis est présentée, en utilisant le logiciel CESAR-LCPC (Humbert, 2005). L'objectif étant de pouvoir prédire par la modélisation les vibrations induites dans le sol par le vibrofonçage de pieux. Le modèle numérique adopté sera validé par comparaison avec les mesures in situ présentées dans le chapitre précédent. Il s'agit de calculer la réponse d'une sollicitation dynamique par intégration directe dans le temps. La campagne essais de Merville est la campagne de référence qui est analysée dans la modélisation numérique de ce mémoire.

2. 4. 1. Généralités

Pour analyser la propagation des ondes sismiques en 2D ou 3D, diverses méthodes numériques sont disponibles (Figure 2.49) :

- la méthode des différences finies est précise en élasticité dynamique et est principalement adaptée à des formes géométriques simples (Bohlen, 2006),
- la méthode des éléments finis (FEM) est efficace pour faire face à des géométries complexes pouvant contenir de nombreuses hétérogénéités, mais elle a plusieurs inconvénients tels que la dispersion et l'amortissement numérique (Semblat et Pecker, 2009) et le « coût numérique » pour les calculs 3D en élasticité dynamique,
- la méthode des éléments spectraux a été de plus en plus considérée dans le cas de simulation 2D/3D pour analyser la propagation d'ondes dans les milieux linéaires avec une bonne précision liée à ses propriétés spectrales de convergence (Faccioli, 1996),
- la méthode des éléments de frontière (BEM) permet une bonne description des conditions aux limites, mais elle est de préférence utilisée pour des modèles comportant peu d'hétérogénéités avec des lois de comportement linéaire (Dangla, 1988). Des développements récents ont été proposés pour réduire le coût de calcul de la méthode, en particulier pour les fréquences élevées (Chaillat, 2007 ; Wolf, 2003),
- la méthode des éléments distincts (UDEC, 3DEC) prend en compte les interfaces entre les blocs dans le calcul de la propagation des ondes mais cela entraîne une plus grande dispersion ou amortissement de l'onde du fait de ces plus ou moins nombreux interfaces (Cundall, 1993),
- la méthode des volumes finis a été récemment mise au point dans le domaine de l'élasticité dynamique (Glinsky, 2006),
- la méthode Aki-Larner qui tire profit de la décomposition fréquence – numéro d'onde du signal, mais elle se limite à traiter des formes géométriques simples (Aki, 1970),
- d'autres méthodes existent, telles que celles basées sur la décomposition en séries de fonctions d'onde (Liao, 2004).

Chaque méthode a ses avantages et ses inconvénients. Il est donc souvent plus intéressant de combiner deux ou plusieurs méthodes pour tirer profit de leurs particularités. Il est par exemple possible de coupler FEM et BEM (Aochi, 2005) permettant une description précise du champ proche (FEM définit des géométries complexes, de nombreuses hétérogénéités et des lois constitutives non linéaires) et une estimation fiable des limites du domaine lointain (BEM précise les conditions de rayonnement).

Pour bénéficier de l'expérience acquise au LCPC sur le progiciel CESAR, la méthode des éléments finis a été choisie. Sachant que cette méthode permet de faire face à la géométrie complexe des palplanches et qu'elle accepte les nombreuses hétérogénéités de notre maillage (de 2 mm à 5 m).

2. 4. 2. Discrétisation par éléments finis

La discrétisation par éléments finis des équations régissant le problème d'interaction sol-pieu sous chargement dynamique conduit au système d'équations suivant :

$$M\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + KX(t) = F(t) \quad (3)$$

avec :

- X : vecteur des déplacements aux nœuds du maillage considéré,
- F(t) : vecteur « chargement »,
- K : matrice de rigidité,
- C : matrice d'amortissement ,
- M : matrice de masse.

Dans le logiciel CESAR-LCPC, le module « DYNI » (Humbert, 2005) permet ainsi de résoudre pas à pas l'équation d'équilibre dynamique. On calcule ainsi la réponse à une sollicitation dynamique par intégration directe dans le temps qui est basée sur l'algorithme de Newmark. Le module ne permet que la résolution des problèmes linéaires pour lesquels les matrices K, C et M sont constantes.

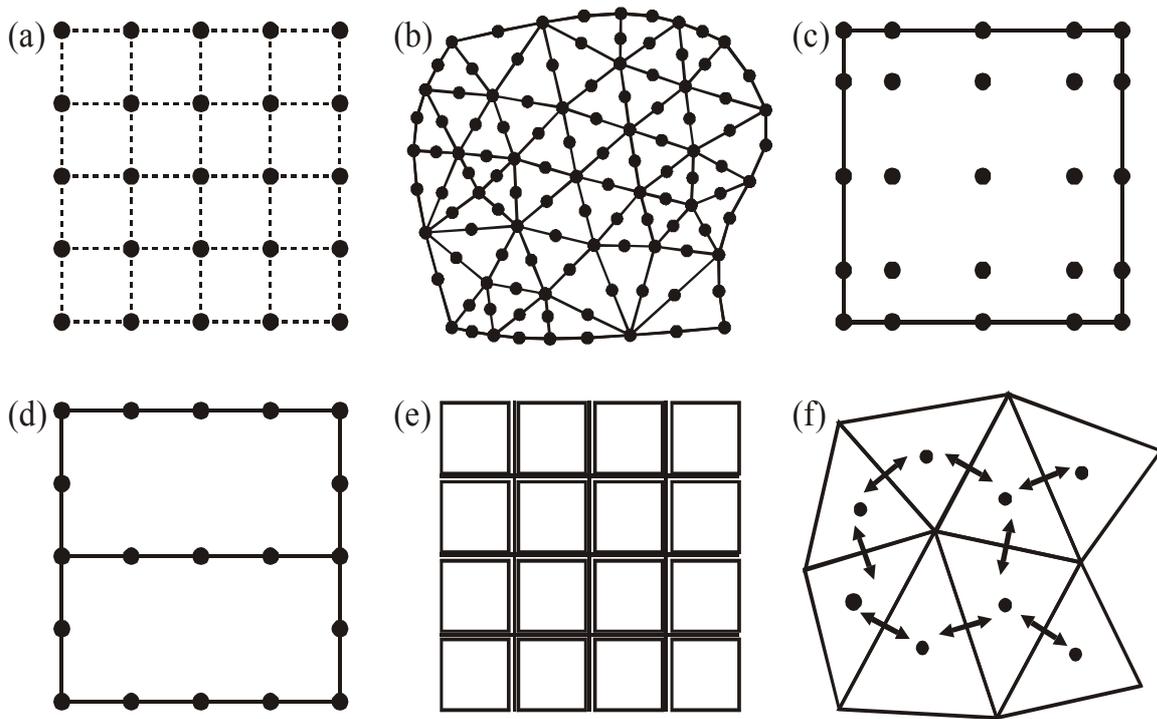


Figure 2.49. Diverses méthodes numériques de modèle de propagation des ondes sismiques: (a) la méthode des différences finies, (b) la méthode des éléments finis, (c), la méthode des éléments spectraux, (d) la méthode des éléments de frontière, (e) la méthode des éléments distincts, (f) la méthode des volumes finis (Semblat, 2008)

2. 4. 3. Validation préliminaire

Pour confirmer et valider le choix du module, on a étudié des problèmes simples comme l'étude de la propagation d'une onde, provoquée par une charge dont la valeur varie sinusoïdalement en fonction du temps, dans un milieu uniforme à comportement linéaire isotrope en 1D et en 2D.

2. 4. 3. 2. Etude du problème 1D

Un milieu de 100 m de long et de 1 m de large est considéré. Le maillage adopté est constitué de mailles carrées de 1 m. Les conditions aux limites se résument à un blocage des déplacements verticaux sur les faces supérieures et inférieures, ainsi qu'à un blocage des déplacements horizontaux sur la face droite (figure 2.50).

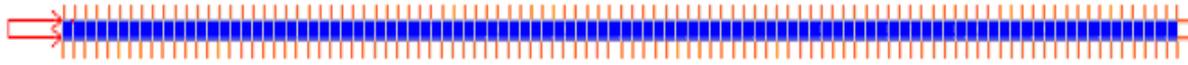


Figure 2.50. Maillage du problème 1D

Un calcul en déformation plane a été effectué. Les résultats obtenus pour la vitesse particulaire sont reproduits sur la figure 2.51.

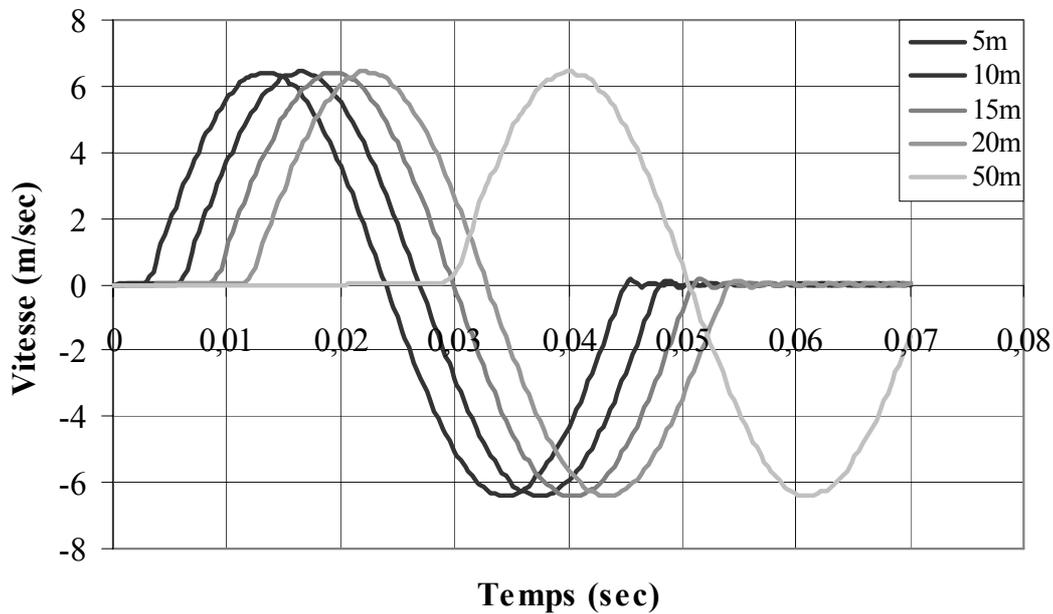


Figure 2.51. Vitesses particulières à différentes distances de la source (1D)

En se référant aux courbes ci-dessus, il est possible de déterminer le déphasage en temps entre les différents points concernés et obtenir la célérité de l'onde P. Soit V_P égale à :
 $V = \text{distance} / \text{déphasage en temps}$, alors on obtient $V_P = 1667 \text{ ms}^{-1}$.

La valeur trouvée numériquement est quasiment similaire à celle calculée au paragraphe précédent ($V_{P \text{ 1D}} = 1667 \text{ ms}^{-1} \approx V_{P \text{ théorique}} = 1687 \text{ ms}^{-1}$); on peut conclure que la résolution du problème avec le module « DYNi » est acceptable en 1D.

2. 4. 3. 3. Etude du problème 2D

Comme pour la modélisation 1D, nous avons défini un milieu de 100 m de long mais de 50 m de hauteur. Le type de maillage adopté est le même soit un maillage simple carré de 1 m par 1 m. Les conditions aux limites de blocage ainsi que le lieu d'application de la charge sont illustrés sur la figure 2.52. Les sollicitations sont identiques au cas précédent.

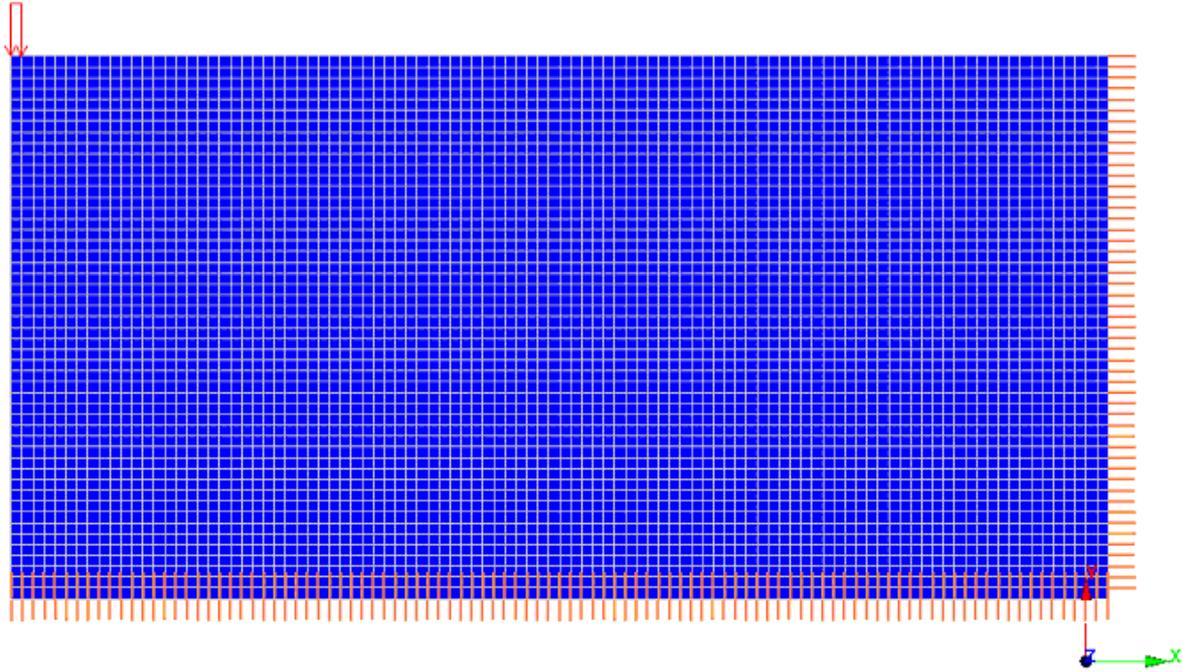


Figure 2.52. Maillage du problème 2D

Le calcul a été effectué en symétrie de révolution. Les résultats obtenus pour les composantes radiale et verticale de la vitesse particulaire sont présentés sur les figures 2.53a et 2.53b.

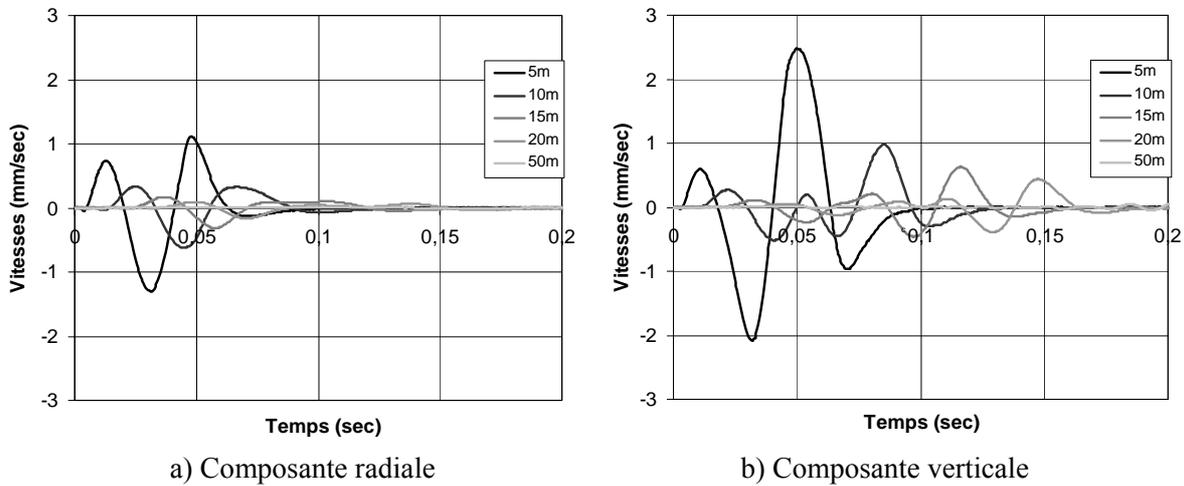


Figure 2.53. Vitesses particulières à différentes distances de la source (2D)

La célérité de l'onde P est égale à : $c = 435 \text{ ms}^{-1}$. Cette valeur ne correspond pas au milieu considéré (voir paragraphe 2.4.3.1.2). Ceci peut être dû à un phénomène de dispersion ou à de l'amortissement numérique. La méthode des éléments finis pouvant engendrer ce genre de phénomène (Semblat, 2008), l'étude numérique du fonçage par vibrage est poursuivie en gardant en mémoire ce phénomène.

2. 4. 4. Modélisation 2D axisymétrique

Le plus rigoureux pour parvenir à modéliser la propagation des ondes pendant le fonçage par vibrage serait d'effectuer une modélisation en trois dimensions mais avant il est intéressant de réaliser au préalable une modélisation axisymétrique en deux dimensions qui est plus économique en temps de calcul et aussi plus simple dans son élaboration. Pour cela, il faudra transformer la paire de palplanche de type AU 16 (élément qui nous sert de référence) en un pieu équivalent cylindrique qui peut-être soit creux (plein de sol) soit plein (uniquement en acier). Pour vérifier la cohérence des simulations, nous avons modélisé deux paires de palplanches distinctes : ppl. n°1 et ppl. n°7 (voir figure 6.3.15, annexe 3.6) (Rocher-Lacoste et al., 2005). Dans un deuxième temps, le pieux tubulaire de Merville a été modélisé (Rocher-Lacoste et al., 2006).

2. 4. 4. 1. Modélisation de paires de palplanches

2.4.4.1.1. Données du calcul

2.4.4.1.1.1. *Caractéristiques du milieu*

En analysant les données géotechniques du site de Merville (voir paragraphe 2.3.6 et annexe 3.6), nous avons décidé d'adopter un modèle bicouche à comportement linéaire, élastique et isotrope et dont les caractéristiques mécaniques sont définies dans le tableau 2.32, ainsi que les caractéristiques de la palplanche (ou pieu équivalent).

Tableau 2.32 : Caractéristique du sol et de l'acier (Ferber, 2003)

| | Limon, de 0 à 2,2 m | Argile des Flandres, de 2,2 à 30 m | Palplanche |
|---|---------------------|------------------------------------|---------------------|
| Masse volumique : ρ (kg/m ³) | 1620 | 1850 | 7800 |
| Module de Young: E (MPa) | 80 | 125 | 2,1 10 ⁵ |
| Coefficient de Poisson : ν | 0,483 | 0,496 | 0,33 |

2.4.4.1.1.2. *Type de chargement*

Le modèle est excité par une contrainte appliquée en tête de la section d'acier. Elle est le résultat des mesures prises par les capteurs de contrainte positionnés en tête de palplanche pendant la mise en œuvre. La figure 2.54 représente la sollicitation appliquée sur le pieu équivalent creux pour 3 m d'enfoncement, soit deux périodes de la contrainte mesurées à cette profondeur.

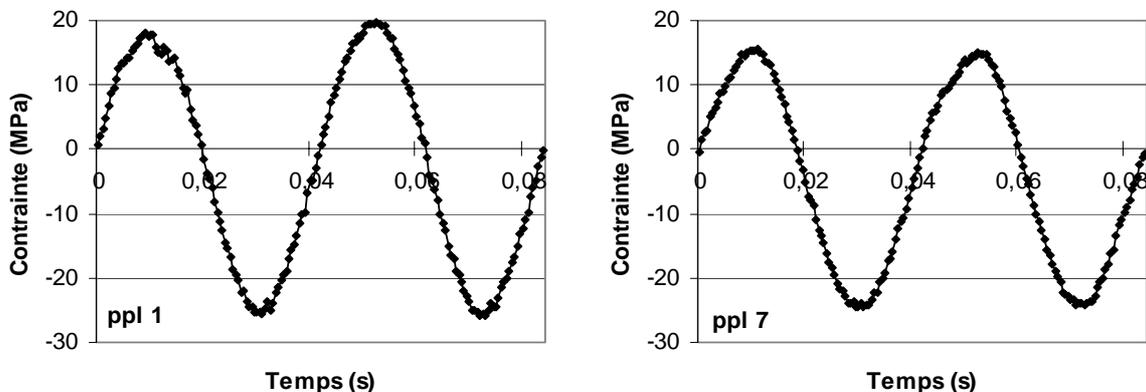


Figure 2.54. Deux périodes de la contrainte mesurée pour une pénétration de 3 m pour les palplanches n°1 et n°7 de Merville.

2.4.4.1.1.3 *Pieu creux équivalent*

Dans ce modèle, on effectue un calcul en 2D avec symétrie de révolution en considérant un pieu équivalent creux dont le périmètre est égal à la longueur développée de la palplanche et de 10 mm d'épaisseur, sachant que l'épaisseur d'une palplanche AU est comprise entre 9 mm et 11 mm.

Le périmètre de la palplanche étant égale à 1910 mm, on trouve alors un diamètre égal à 608 mm ; d'où le modèle de pieu est caractérisé par les dimensions suivantes :

$R_1 = 294$ mm : rayon intérieur

$R_2 = 304$ mm : rayon extérieur

La charge sera appliquée sur la section d'acier du pieu creux (figure 2.55a).

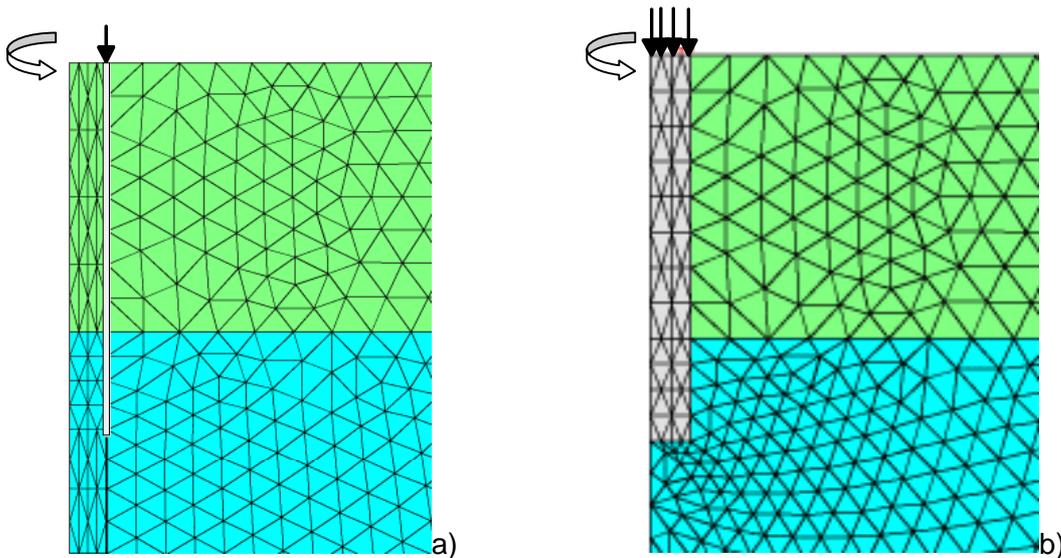


Figure 2.55. Détail du maillage pour les pieux équivalent creux et plein (modèle axisymétrique)

2.4.4.1.1.4. *Pieu plein équivalent*

Comme pour le cas du pieu équivalent creux, on considère un pieu équivalent plein dont le périmètre est égal à la longueur développée de la palplanche. Les hypothèses de calcul restent les mêmes que dans le cas précédent, sauf que la contrainte appliquée est multipliée par un coefficient réducteur, noté h_1 , déterminé par le rapport des sections entre le pieu creux et le pieu plein :

$$h_1 = \frac{R_2^2 - R_1^2}{R_2^2} = 0,0647$$

Ce coefficient doit permettre de ramener la résultante des contraintes à la même valeur que dans le premier cas, puisque la surface chargée est plus importante dans cet exemple (figure 2.55b).

2.4.4.1.1.5. *Maillage*

Afin d'éviter que le signal que l'on analyse ne soit perturbé par la réflexion des ondes sur les limites du maillage, on a fixé l'étendue du domaine étudié à 50 m de rayon sur 30 m de profondeur a été défini.

Des conditions en déplacements ont aussi été imposées aux frontières du maillage : un déplacement horizontal nul ($u = 0$) avec un déplacement vertical libre sur les cotés et à un déplacement vertical nul ($v = 0$) avec un déplacement horizontal libre à la base du modèle (figure 2.56)

Le maillage adopté est peu différent d'une profondeur à une autre. A titre indicatif, les caractéristiques du maillage pour un enfoncement de 3 m du pieu sont :

- pour le modèle du pieu creux : 4133 nœuds soit 1966 éléments surfaciques,
- pour le modèle du pieu plein : 3881 nœuds soit 1888 éléments surfaciques.

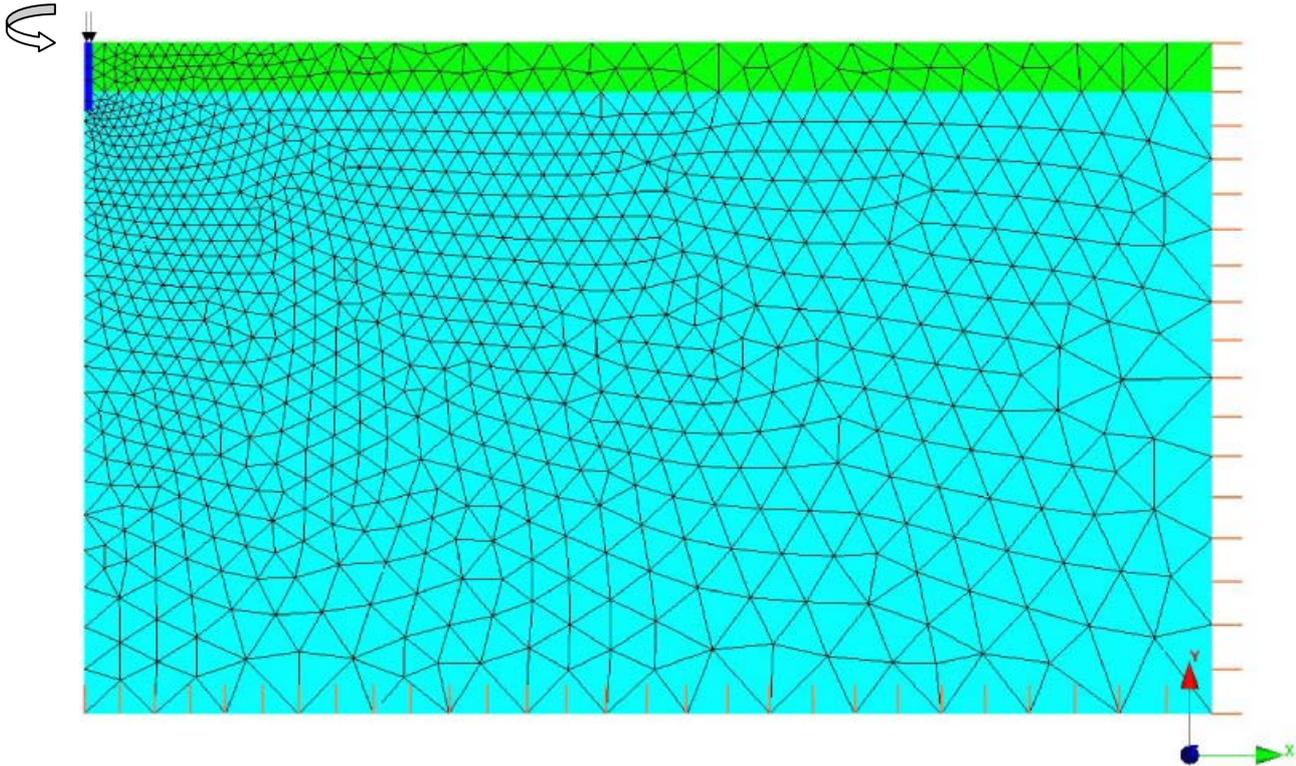


Figure 2.56. Domaine d'étude utilisé lors de la modélisation du pieu plein équivalent (modèle axisymétrique)

2.4.4.1.2. Résultats préliminaires

Lors de cette étude, on se situe à différents moments du vibrofonçage des palplanches n°1 et n°7 à des fiches identiques. Le modèle est identique, seule la sollicitation est différente.

Pour un enfoncement de 3 m, les figures 2.57 et 2.58 permettent de comparer des courbes d'atténuation calculées, pour les deux paires de palplanches, de la vitesse particulière en fonction de la distance par rapport à la source, pour les deux modèles de pieu équivalent (creux et plein), avec les résultats expérimentaux en radial et en vertical. Les courbes calculées sont assez proches qualitativement de la courbe expérimentale. Ces résultats sont similaires pour les autres profondeurs (figure 2.59). Le modèle du pieu équivalent creux étant toujours le plus proche des données expérimentales, il sera retenu pour la suite de notre étude.

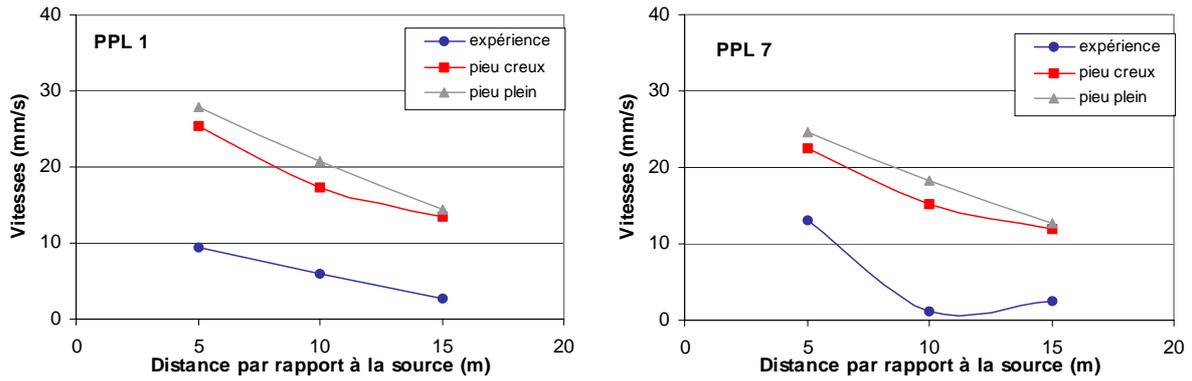


Figure 2.57. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire radiale pour une fiche de 3 m

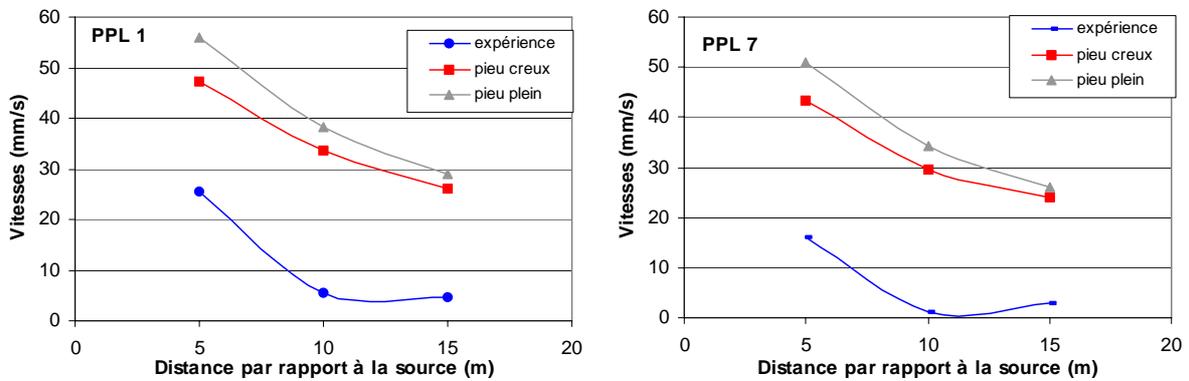


Figure 2.58. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale pour une fiche de 3 m

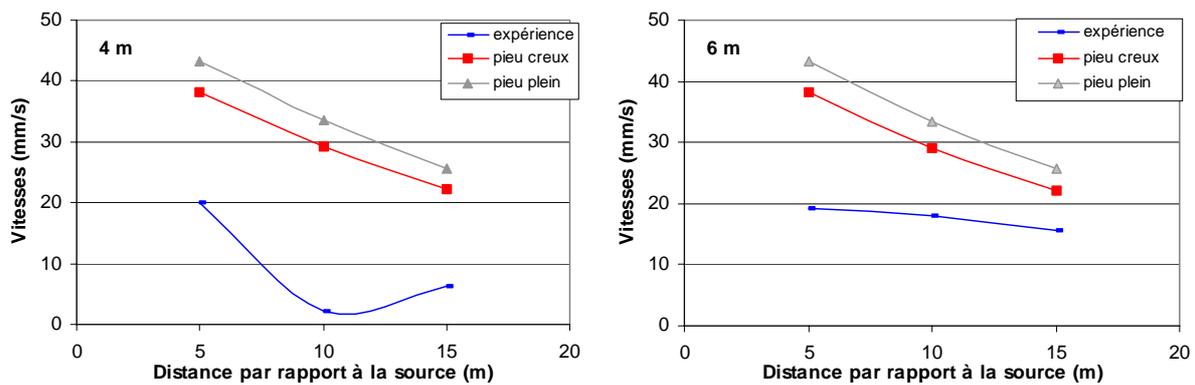


Figure 2.59. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire verticale pour différentes pénétrations de la ppl. n°7

Pour essayer de rapprocher le modèle des données expérimentales, il est possible qu'en introduisant dans le modèle numérique la formulation de l'amortissement proposée par Rayleigh, on puisse aboutir à des résultats satisfaisants.

2.4.4.1.3.

Formulation de l'amortissement

Une façon de modéliser numériquement l'amortissement consiste à utiliser la formulation proposée par Rayleigh. La formulation de Rayleigh consiste à construire une matrice d'amortissement [C] proportionnelle aux matrices de masse [M] et de rigidité [K] sous la forme suivante :

$$[C] = a.[M] + b.[K] \tag{9}$$

Cette construction conduit à une atténuation Q^{-1} qui s'exprime comme la somme d'un terme proportionnel à la fréquence et d'un terme inversement proportionnel à la fréquence, soit :

$$Q^{-1} = \frac{a}{\omega} + b.\omega \tag{10}$$

Il a été démontré que l'amortissement de Rayleigh est équivalent au modèle rhéologique de Maxwell généralisé (Semblat, 1997). Cette équivalence est valable pour les valeurs modérées du coefficient d'amortissement ξ ($\xi < 20\%$), c'est-à-dire lorsque l'approximation $Q^{-1} = 2\xi$ est justifiée et que la dispersion matérielle est faible.

Pour déterminer les valeurs des coefficients de Rayleigh, la méthode consiste à se fixer un coefficient d'amortissement ξ et à jouer sur les valeurs des deux paramètres a et b afin d'obtenir $Q^{-1} = 2\xi$ dans une bande de fréquence donnée, c'est à dire de 18 Hz à 25 Hz. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 2.60 et dans le tableau 2.33. Entre 18 Hz et 25 Hz, les courbes sont quasi-constantes. Cette plage de fréquence correspond à la fréquence de travail (figure 2.42) du vibreur ICE 815 pendant les essais de Merville.

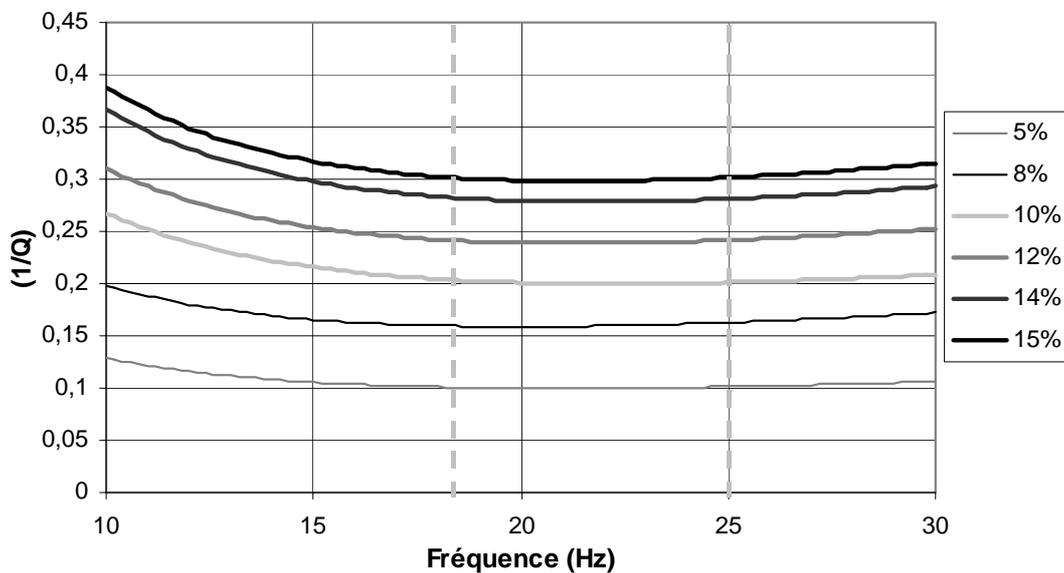


Figure 2.60. Courbes d'atténuation associées au modèle rhéologique de Maxwell généralisé

Tableau 2.33 : Valeurs des coefficients de Rayleigh pour différents coefficients d'amortissement

| Coefficient d'amortissement (ξ) | 5% | 8% | 10% | 12% | 14% | 15% |
|---|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| Coefficient de la matrice de masse (a) Rad s ⁻¹ | 6,6 | 10 | 14 | 16 | 19 | 20 |
| Coefficient de la matrice de rigidité (b) Rad ⁻¹ s | 3,78 10 ⁻⁴ | 6,31 10 ⁻⁴ | 7,13 10 ⁻⁴ | 8,9 10 ⁻⁴ | 10,2 10 ⁻⁴ | 11,1 10 ⁻⁴ |

2.4.4.1.4. Résultats avec amortissement

Pour déterminer le coefficient le plus adapté, nous avons effectué plusieurs calculs avec des coefficients différents. Cette étape a permis de choisir un seul coefficient d'amortissement, par profondeur d'enfoncement de la palplanche, pour la modélisation 3D. Les figures 2.61 et 2.62 présentent la comparaison des courbes d'atténuation, pour différents amortissements et sans amortissement, avec les valeurs expérimentales pour les palplanches 1 et 7 (annexe 3.6). En exploitant l'ensemble des courbes d'atténuation de la vitesse particulière, il a été possible de déterminer les valeurs des coefficients d'amortissement qui permettent de s'approcher le plus possible des courbes expérimentales. Les figures 2.61 et 2.62 montrent quelques unes des courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale pour la paire de palplanches n°1 et radiale pour la n°7.

D'après la figure 2.61, on constate que les courbes obtenues à partir de la modélisation avec un coefficient d'amortissement ξ de 8 % ou 14 % sont proches des vitesses particulières verticales mesurées pendant le fonçage pour une fiche de 3 m. Pour une pénétration de 5 m la modélisation sans amortissement est proche de l'expérience à 5 m de la source vibrante, là où il faut $\xi = 8 \%$ à 10 m et $\xi = 2 \%$ à 15 m, pour la composante verticale.

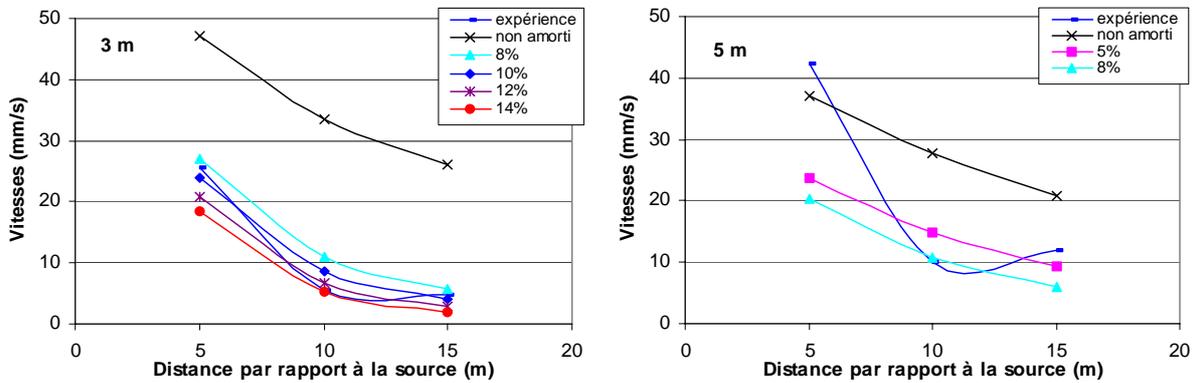


Figure 2.61. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale pour les fiches de 3 et 5 m de la palplanche n°1

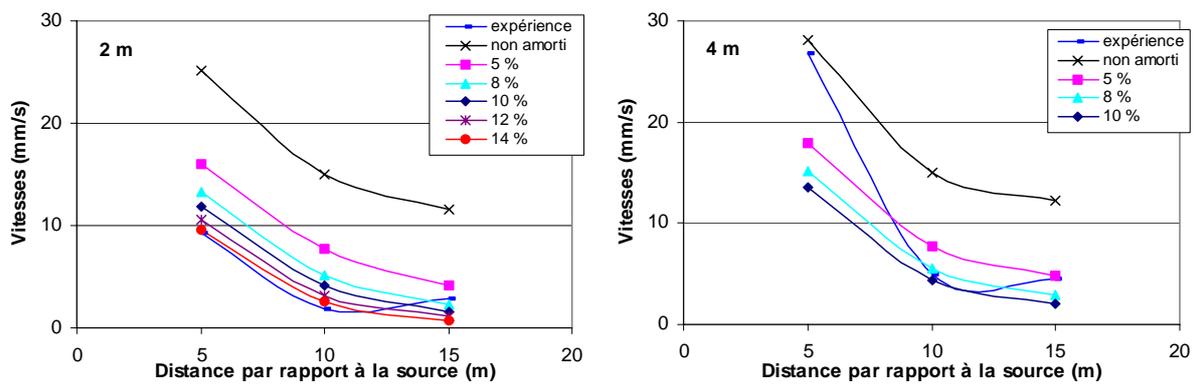


Figure 2.62. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière radiale pour les fiches de 2 et 4 m de la palplanche n°7

Avec les données de la figure 2.62, on montre que les courbes obtenues à partir de la modélisation avec un coefficient d'amortissement ξ de 8 % ou 14 % sont proches des vitesses particulières verticales mesurées pendant le fonçage pour une fiche de 2 m. Pour 4 m de fiche,

la modélisation sans amortissement est proche de l'expérience à 5 m, là où il faut $\xi = 8 \%$ à 10m et $\xi = 5 \%$ à 15 m, pour la composante radiale.

L'ensemble des interprétations sont synthétisées dans les tableaux 2.34 et 2.35.

2. 4. 4. 2. *Modélisation d'un pieu tubulaire*

Une modélisation axisymétrique bidimensionnelle identique à celle du pieu équivalent a été réalisée: 50 m de rayon par 30 m de profondeur (figure 2.64). Un maillage fin est défini dans la région de sol proche du pieu et de la surface du sol. Des conditions en déplacements imposées aux frontières du maillage sont le même : un déplacement horizontal nul ($u = 0$) sur les cotés et à un déplacement vertical nul ($v = 0$) à la base du modèle. Le maillage comprend 11574 nœuds soit 5557 éléments surfaciques.

Pour cette modélisation, les différentes fiches qui ont été étudiées sont : 2,5 m, 4,5 m , 6,5 m et 8,5 m. Le chargement est également appliquée uniquement sur la section d'acier du pieu creux (figure 2.63).

Le modèle est aussi excité par une contrainte (figure 2.64) appliquée en tête de la section d'acier. Elle est le résultat des mesures prises par les capteurs de contrainte positionnés en tête du pieu pendant la mise en œuvre. La figure 2.64 représente la sollicitation appliquée sur le pieu équivalent creux pour 3 m d'enfoncement, soit deux périodes de la contrainte mesurées à cette profondeur.

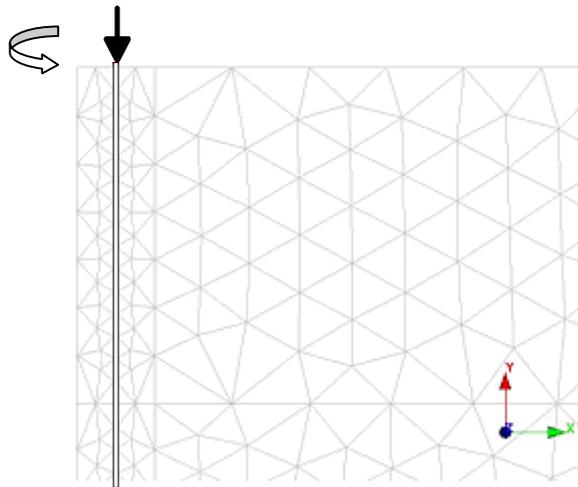


Figure 2.63. Détail du maillage et de l'application de la charge sur le pieu tubulaire (modèle axisymétrique)

Pour un enfoncement du pieu de Merville de 2,5 m, la figure 2.65 montre une comparaison (calcul/mesure) des courbes d'atténuation de la vitesse particulière en fonction de la distance par rapport à la source. Les résultats obtenus à partir de la modélisation avec un coefficient d'amortissement ξ de 15% sont proches des mesures expérimentales à 5 m, 10 m et 15 m de la source vibrante pour la composante verticale pour une pénétration de 2,5 m. Pour une fiche de 8,5 m (figure 2.66), les résultats de la modélisation sans amortissement sont proches des résultats expérimentaux à 5 m et 10 m de la source et entre $\xi = 0$ et 2 % à 15 m, pour la composante radiale.

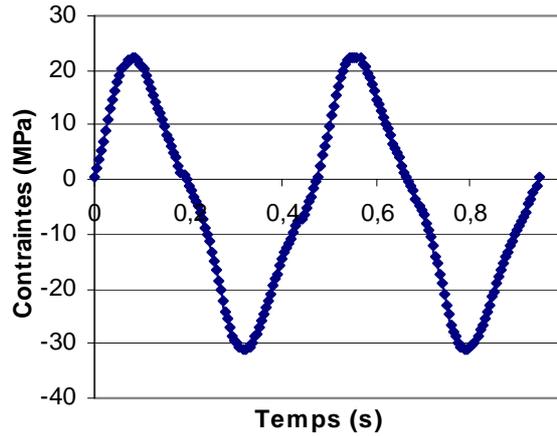


Figure 2.64. Deux périodes de la contrainte mesurée pour une pénétration de 6,50 m pour le pieu tubulaire de Merville.

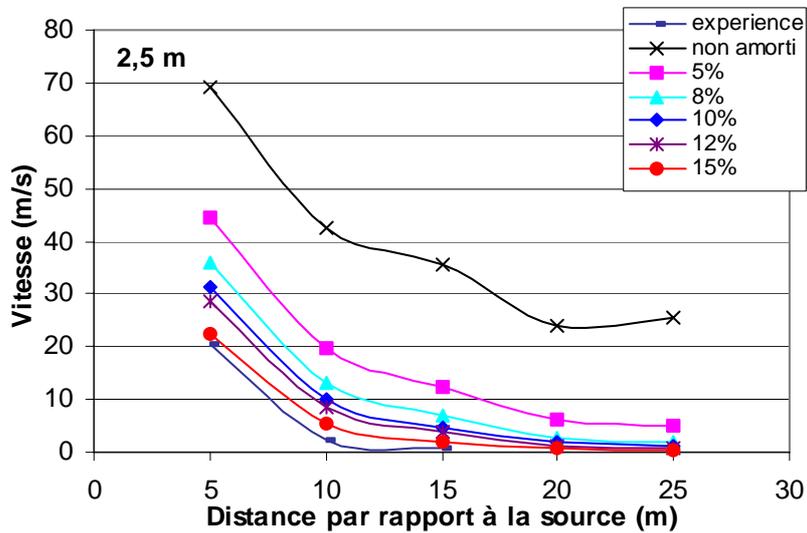


Figure 2.65. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière verticale pour 2,5 m de fiche.

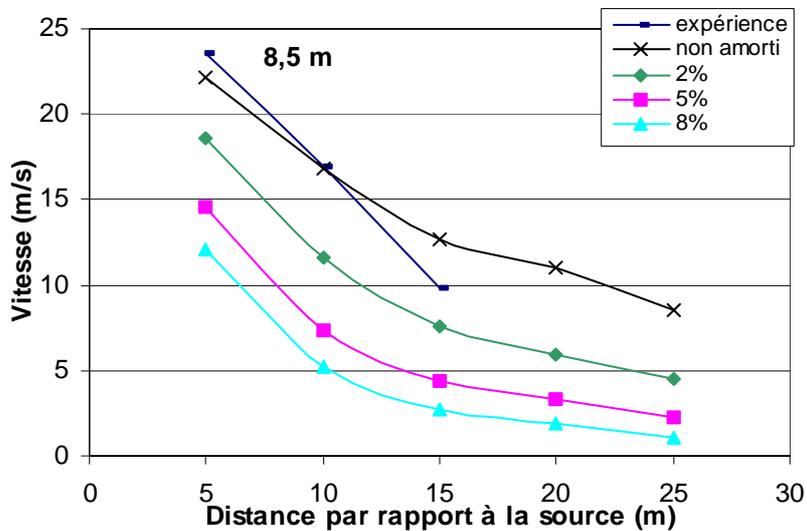


Figure 2.66. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière radiale pour 8,5 m de fiche

La modélisation ne s'étant pas limitée strictement aux points de mesures, les figures 2.65 et 2.66 présentent des courbes d'atténuation jusqu'à 25 m de la source vibrante. On peut donc observer un changement de pente entre 10 m et 15 m : soit une atténuation plus lente après 15 m.

2.4.4.3. Conclusions

Une modélisation 2D par éléments finis donne assez aisément des informations sur la propagation des ondes dans le sol. Il subsiste toutefois des incertitudes et des calages sont nécessaires. L'introduction de l'amortissement dans le modèle numérique (formulation de Rayleigh) a permis de nous approcher davantage de la réalité. Il est à regretter l'absence de mesures expérimentales au-delà de 15 m de distance pour mieux définir les coefficients d'amortissement ainsi que l'évolution de l'amortissement de la vitesse particulière.

Les tableaux 2.34, 2.35 et 2.36 résument les valeurs des coefficients d'amortissement qui permettent une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. L'analyse des figures 2.61, 2.62, 2.65 et 2.66 a permis de fournir une partie de ces valeurs. Pour le site de Merville, l'analyse des tableaux montre que pour reproduire les valeurs expérimentales de vitesses particulière, il faut appliquer un coefficient d'amortissement décroissant, de 15 % à 0 %, en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu, de la surface au refus.

Tableau 2.34 : Valeurs des coefficients d'amortissement pour la palplanche n°1 (Rocher-Lacoste et al. 2006)

| Distance par rapport à la source | Composante de la vitesse | fiche à 3 m | fiche à 4 m | fiche à 5 m |
|----------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|-------------|
| 5 m | Verticale | 8 % | 5 % | 0 % |
| | Radiale | 14 % | 5 % | - |
| 10 m | Verticale | 14 % | 14 % | 8 % |
| | Radiale | 8 % | 5 % | - |
| 15 m | Verticale | 8 % | 5 % | 2 % |
| | Radiale | 8 % | 2 % | - |

Tableau 2.35 : Valeurs des coefficients d'amortissement pour la palplanche n°7 de Merville (Rocher-Lacoste et al. 2005)

| Distance par rapport à la source | Composante de la vitesse | fiche à 2 m | fiche à 3 m | fiche à 4 m | fiche à 5 m |
|----------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 5 m | Verticale | 14 % | 14 % | 10 % | 8 % |
| | Radiale | 14 % | 8 % | 0 % | - |
| 10 m | Verticale | 14 % | 14 % | - | 5 % |
| | Radiale | 14 % | 14 % | 8 % | 0 % |
| 15 m | Verticale | 12 % | 14 % | 8 % | 2 % |
| | Radiale | 8 % | 8 % | 5 % | 0 % |

Tableau 2.36 : Valeurs des coefficients d'amortissement pour le Tube pieu 21 (Rocher-Lacoste et al. 2006)

| Distance par rapport à la source | Composante de la vitesse | fiche à 2,5 m | fiche à 4,5 m | fiche à 6,5 m | fiche à 8,5 m |
|---|---------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 5 m | Verticale | 15 % | 5 % | 0 % | 0 % |
| | Radiale | 12 % | 5 % | - | 0 % |
| 10 m | Verticale | 15 % | 10 % | 5 % | 2 % |
| | Radiale | 15 % | 5 % | 0 % | 0 % |
| 15 m | Verticale | 15 % | 10 % | 5 % | 5 % |
| | Radiale | 12 % | 12 % | 5 % | 2 % |

Globalement la modélisation donne des résultats satisfaisants pour de faibles enfoncements qui représentent la majorité des travaux urbains. Notons, cependant, que seulement un site et deux types de pieux ont été modélisés.

2. 4. 5. Modélisation 3D

2. 4. 5. 1. Données du calcul

Pour vérifier les options de la modélisation 2D axisymétrique avec un pieu équivalent, une modélisation 3D est réalisée en modélisant une palplanche de type AU16, en prenant les mêmes paramètres de sol et d'acier (tableau 2.32) et les sollicitations de la palplanche n°1.

Les modélisations numériques sont réalisées avec un maillage constitué de pentaèdres et d'hexaèdres à 15 et 20 nœuds respectivement. La palplanche est représentée par des éléments de coque à huit nœuds (figure 2.67).

Le maillage est obtenu en translatant un maillage plan (horizontal). La difficulté est de limiter le nombre total de nœuds à une valeur admissible pour le calcul.

Comme pour la modélisation 2D, le coefficient d'amortissement de Rayleigh, équivalent au modèle rhéologique de Maxwell généralisé (Semblat, 1997), sera appliqué dans une deuxième phase de calcul. L'optimisation du coefficient d'amortissement de Rayleigh à appliquer, en fonction de la profondeur, sera faite en utilisant la synthèse des résultats de la modélisation 2D (voir tableaux 2.34 et 2.35).

2.4.5.1.1. Maillage

Le centre du maillage plan qui constitue la base du maillage tridimensionnel est représenté sur la figure 2.67. Il couvre un disque de 20 mètres de rayon.

On obtient le maillage tridimensionnel (figure 2.68) en procédant à différentes opérations d'extrusion dans la direction verticale :

- l'épaisseur de la première couche de limon prise en compte dans le calcul est de 2,5 m d'épaisseur, soit un peu plus que l'épaisseur reconnue sur le site (égale à 2,2 m). Cette couche est divisée en cinq couches d'éléments de 50 cm d'épaisseur;
- la couche sous-jacente s'étend, dans le maillage, jusqu'à 25 m de profondeur. Elle est constituée de huit couches d'éléments de 50 cm d'épaisseur, puis de quatre couches d'éléments d'épaisseur variant entre 80 cm et 8 mètres.

On a donc un maillage peu satisfaisant dans la direction verticale. Le maillage compte au total 28000 nœuds et 7700 éléments, ce qui peut paraître relativement faible. Il résulte d'un compromis : on a progressivement diminué la finesse du maillage dans les directions horizontales et verticales pour rendre le calcul possible. Il est vraisemblable que la taille des éléments dans la direction verticale nuit à la précision du calcul.

Il a été décidé de ficher la palplanche dans le sol à des profondeurs variables, qui sont égales à 2,5 m, 4,5 m ou 6,5 m suivant les simulations. Par ailleurs, pour être plus réaliste que le calcul 2D, une partie de la palplanche dépasse de la surface du sol de 2,5 m de hauteur (figure 2.69). Cette particularité n'est pas fidèle à la réalité mais permet de ne pas refaire le maillage pour chaque sollicitation. En effet, on devrait faire varier la hauteur de la partie de la palplanche dépassant du sol, et donc la hauteur des points sur lesquels on applique le chargement mécanique en fonction de la fiche.

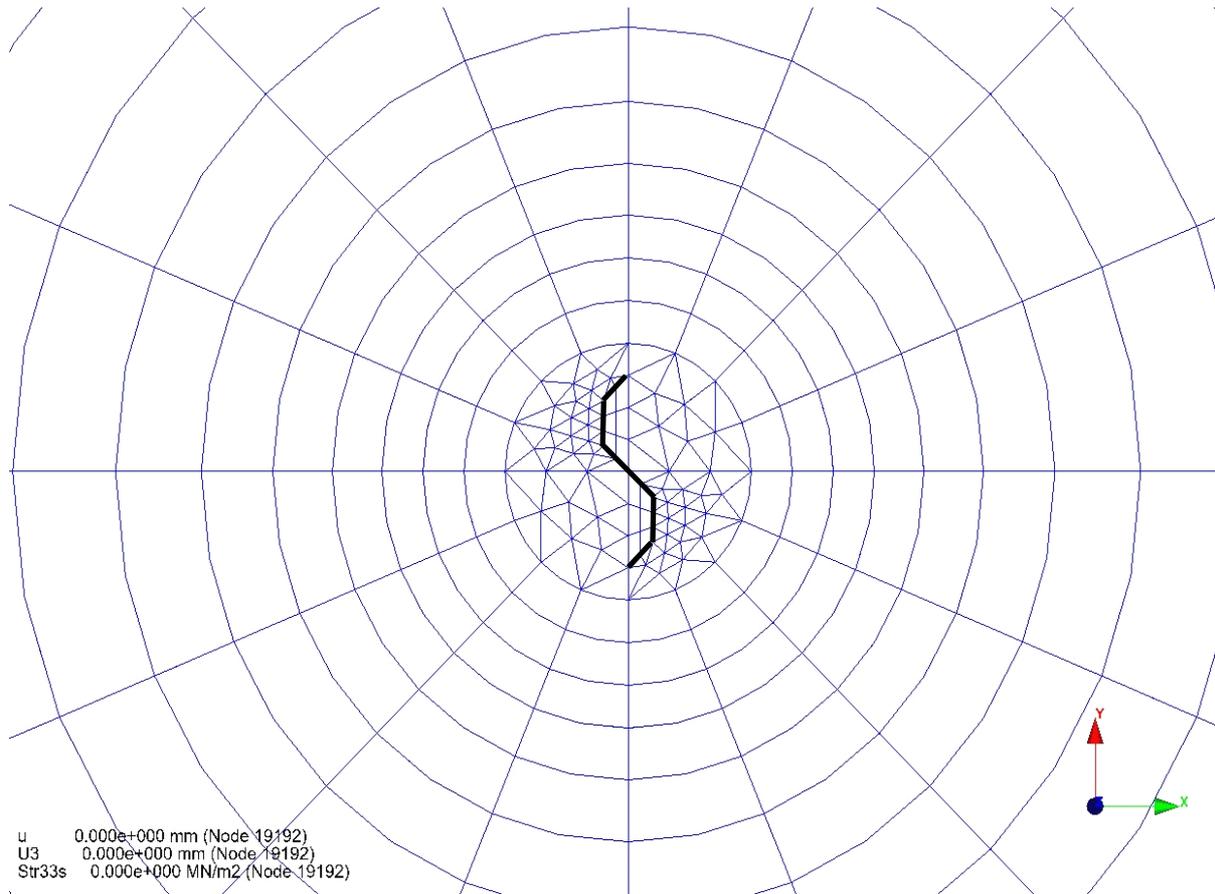


Figure 2.67. Zone centrale du maillage plan servant de base (la position de la palplanche est indiquée en trait fort)

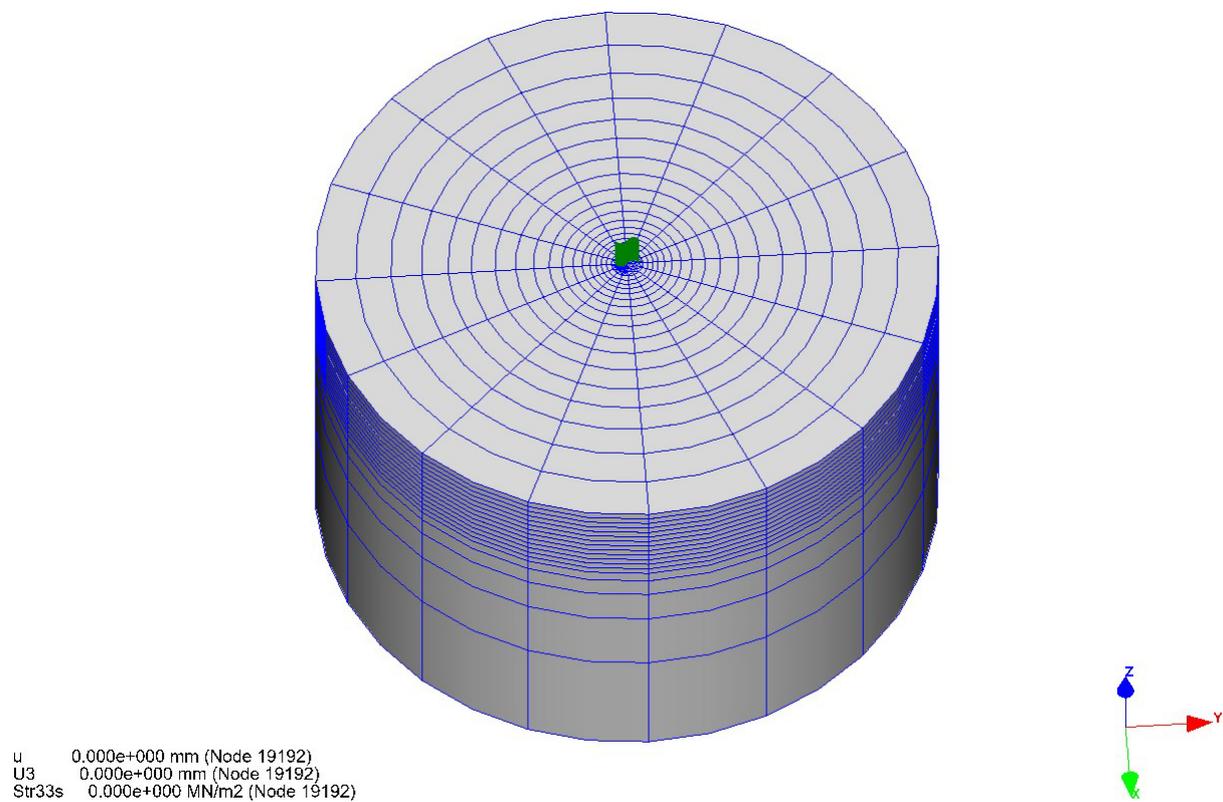


Figure 2.68. Vue d'ensemble du domaine maillé

2.4.5.1.2. Contraintes initiales et conditions aux limites

Le calcul étant linéaire, les contraintes initiales sont nulles. De même au début du calcul, les déplacements, vitesses, accélérations sont nulles. Les conditions aux limites correspondent à des surfaces lisses sur la base du maillage et sur le contour extérieur.

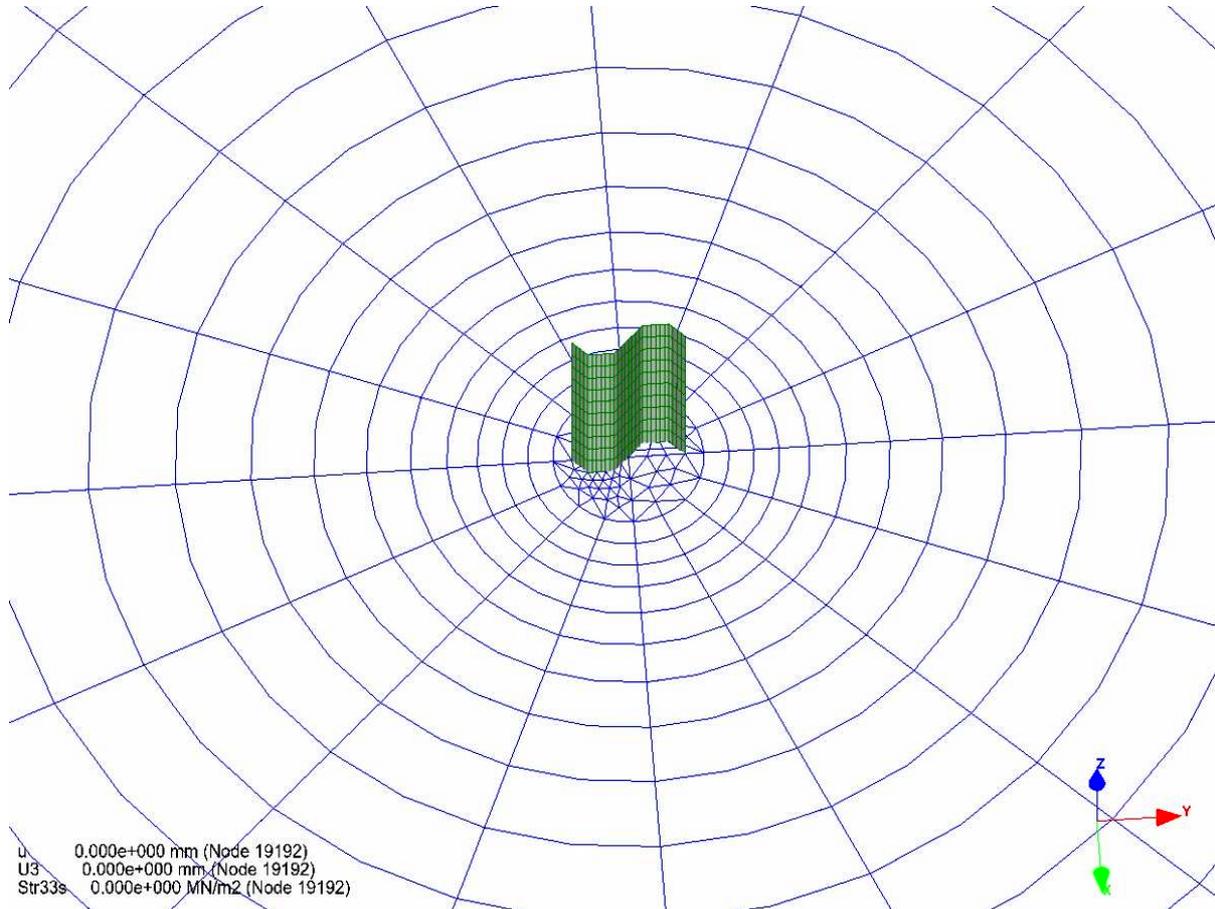


Figure 2.69. Zone centrale du maillage 3D

2.4.5.1.3. Type de chargement

Le chargement consiste à appliquer des forces verticales identiques sur tous les nœuds de la face supérieure de la palplanche. Les forces sont calculées de la manière suivante : on calcule au cours de l'essai de fonçage par vibrofonçage la contrainte verticale en haut de la palplanche. On suppose que la contrainte verticale est uniforme, et on obtient une force en multipliant cette contrainte par la longueur développée de la palplanche (1,9 m) et par son épaisseur moyenne prise égale à 1 cm (on ne tient pas compte des serrures entre les deux palplanches).

La résultante verticale est ensuite divisée par le nombre de nœuds de la face supérieure de la palplanche (dans ce maillage il y a 29 nœuds) et appliquée à chaque nœud. On rappelle que trois simulations pour trois profondeurs de fiche différentes ont été effectuées. Pour chaque simulation, on applique deux cycles de chargement (en commençant par une force exercée vers le bas). Les valeurs de contraintes servant au calcul du chargement sont représentées sur la figure 2.70, elles proviennent des résultats expérimentaux de la palplanche n°1. On notera que l'amplitude est plus grande pour la fiche la plus importante, et que la fréquence diminue un peu. Par ailleurs, pour une fiche de 6,5 m, le signal est moins « propre », au sens où il

s'éloigne d'une sinusoïde idéale. Enfin, on peut noter que la valeur moyenne n'est pas nulle : la valeur minimum de la contrainte mesurée est en valeur absolue plus faible que le minimum. A la fin de l'intervalle de temps représenté sur la figure, le chargement est maintenu égal à zéro, et l'on poursuit le calcul jusqu'à 0,2 s après le début de la sollicitation. Le calcul est réalisé en 400 pas de temps égaux à 0,0005 s.

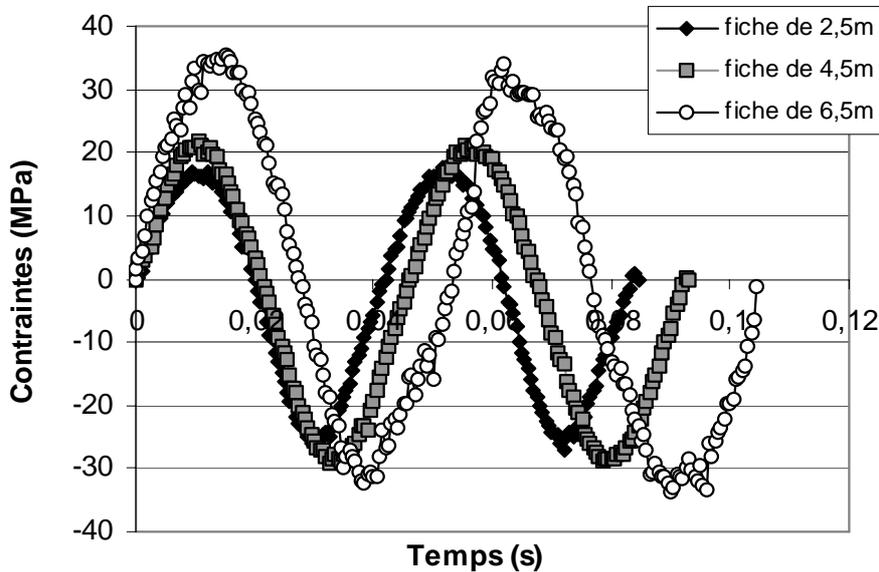


Figure 2.70. Evolution des contraintes au cours du temps pour les trois profondeurs de fiche

2. 4. 5. 2. Résultats préliminaires

Chaque simulation dure environ 2 heures. Elle produit des fichiers de résultats binaires de grande taille (de 1,5 à 2 Go). Comme pour la modélisation 2D, le dépouillement de la simulation consiste à récupérer dans le listing de sortie les résultats de déplacements, vitesses et accélérations pour les points qui nous intéressent.

2.4.5.2.1. Isovaleurs du déplacement vertical

La figure 2.71 montre la propagation de l'onde dans le massif. Elle représente des surfaces d'isovaleurs à l'intérieur du massif à $t = 0,09$ s, pour une fiche de 2,5 m.

On observe que l'onde reste confinée dans la couche supérieure du maillage. On ne sait pas si c'est un effet dû au maillage, ou bien du contraste de modules entre la couche superficielle (moins raide) et la couche plus profonde.

2.4.5.2.2. Isovaleurs du déplacement horizontal

La figure 2.72 montre la propagation de l'onde en surface du massif. Elle représente des surfaces d'isovaleurs horizontales à $t = 0,06$ s, pour une fiche de 2,5 m.

On observe que l'onde est de forme ovale à proximité de la paire de palplanches et elle semble circulaire à partir de 10 m du centre du profilé. Le grand axe de cet ovoïde n'est pas centré sur l'axe des ordonnées mais est légèrement décalé d'environ 10 degrés vers la gauche. Ici également, il n'est pas possible de déterminer si c'est un effet dû au maillage, ou bien dû à la forme particulière de la paire de palplanches.

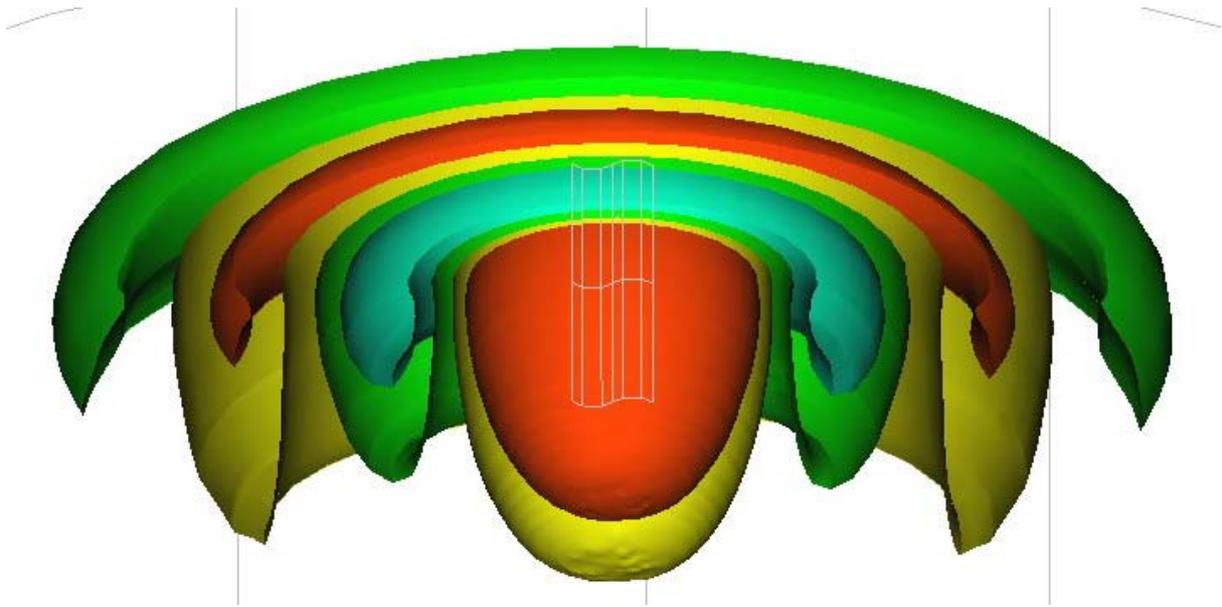


Figure 2.71. Surfaces d'isovaleurs du déplacement vertical, pour une fiche de 2,5 m, au bout de 0,09 s. Les surfaces représentées correspondent à $z = \pm 0,1$ mm ; $\pm 0,25$ mm.

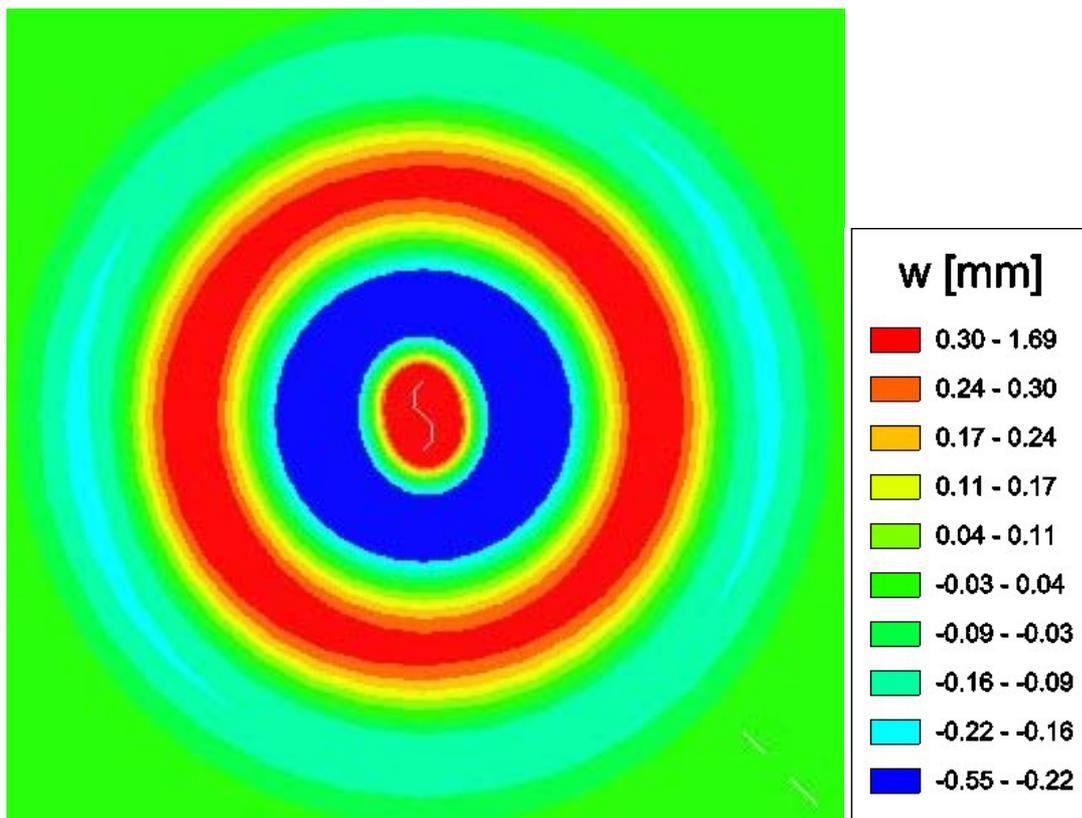


Figure 2.72. Surfaces d'isovaleurs du déplacement horizontal, pour une fiche de 2,5 m, au bout de 0,06 s. (détail dans un rayon de 10 m) en surface (cote zéro)

2.4.5.2.3. Positions des nœuds

La figure 2.73 montre l'emplacement des 24 nœuds, situés à 5 m, 10 m et 15,2 m du centre de la palplanche en surface (cote zéro), où ont été relevées les valeurs des vitesses calculées,

dans les trois directions (x, y et z). Les nœuds sont repérés par leur numéro. Les trois cercles ont pour rayon 5, 10 et 15,2 m.

2.4.5.2.4. Relevé des vitesses

Dans un premier temps, une vérification du sens de propagation de l'onde est effectuée. Puis l'influence de la profondeur de pénétration de la palplanche sur la forme de la réponse calculée en fonction de la distance est étudiée.

La figure 2.74. représente, pour la sollicitation à 2,5 m de fiche, les vitesses verticales calculées selon l'axe parallèle à la grande longueur de la palplanche, à différentes distances (c'est sur cet axe qu'ont été installés les géophones pendant toutes les phases de fonçage des essais de Merville [Guide technique Vibrofonçage, 2006]) qui nous servent de références. On observe que l'onde arrive bien d'abord sur le nœud 5186 ($x = 0, y = 5 \text{ m}$), puis sur le nœud 1027 ($x = 0, y = 10 \text{ m}$), et enfin sur le nœud 74, situé à 15 m de la palplanche. Par ailleurs, l'onde s'amortit, donc la vitesse maximale est plus faible lorsque l'on s'éloigne de la source des vibrations.

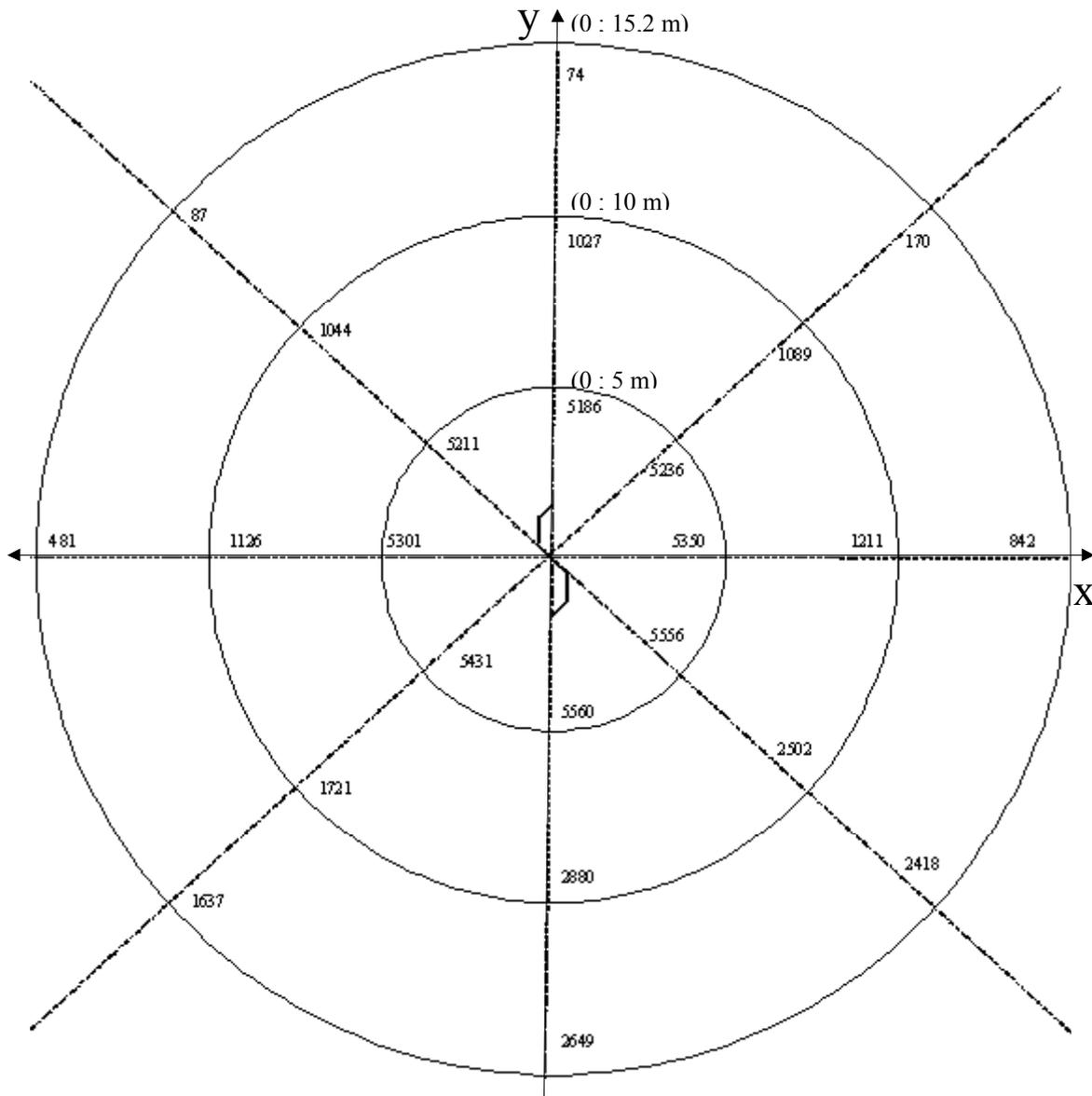


Figure 2.73. Emplacement des 24 nœuds repérés par leur numéro en surface (cote zéro)

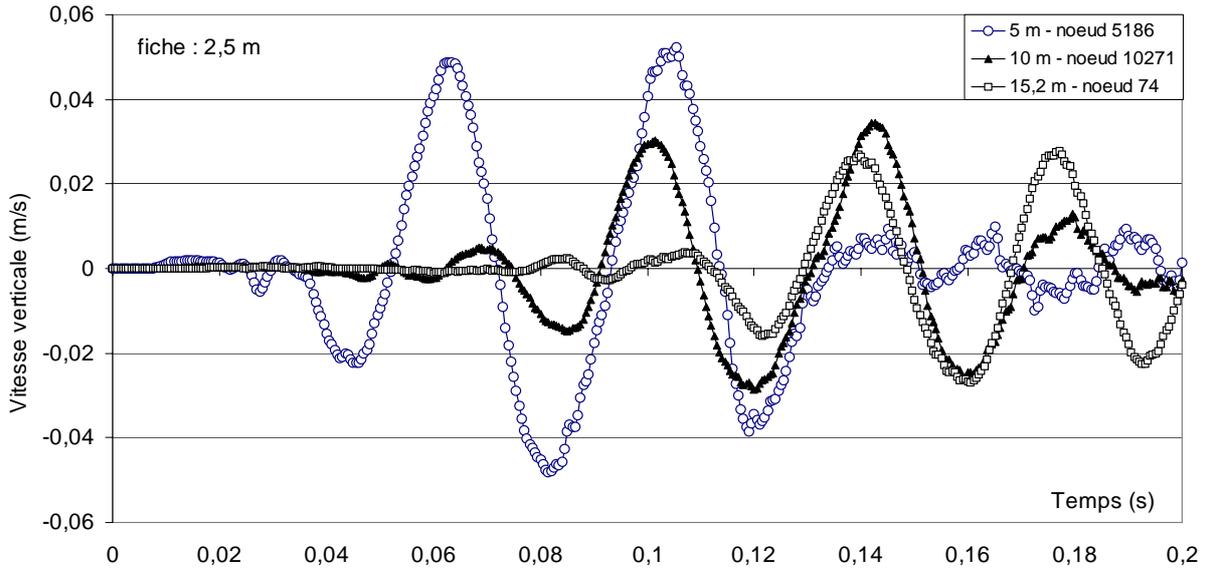


Figure 2.74. Vitesses calculées à 5 m, 10 m et 15 m du centre de la palplanche, selon l'axe y de la figure 2.73

La figure 2.75 compare les résultats obtenus pour 2,5, 4,5 et 6,5 m de fiche, pour le point 5186 qui est situé à 5 m de la palplanche ($x = 0, y = 5$ m). On observe que la vitesse obtenue pour la fiche de 2,5 m est supérieure aux deux autres. Egalement, la vitesse obtenue pour la fiche à 6,5 m est légèrement supérieure à celle obtenue pour la fiche à 4,5 m. Mais la forme du signal pour la fiche à 6,5 m semble très « bruitée », la longueur de fiche étant supérieure à la distance en surface entre le centre de la palplanche et le point de « mesure ». On prendra garde au fait que les sollicitations sont différentes : plus la fiche est grande, plus les forces appliquées sont élevées (figure 2.70).

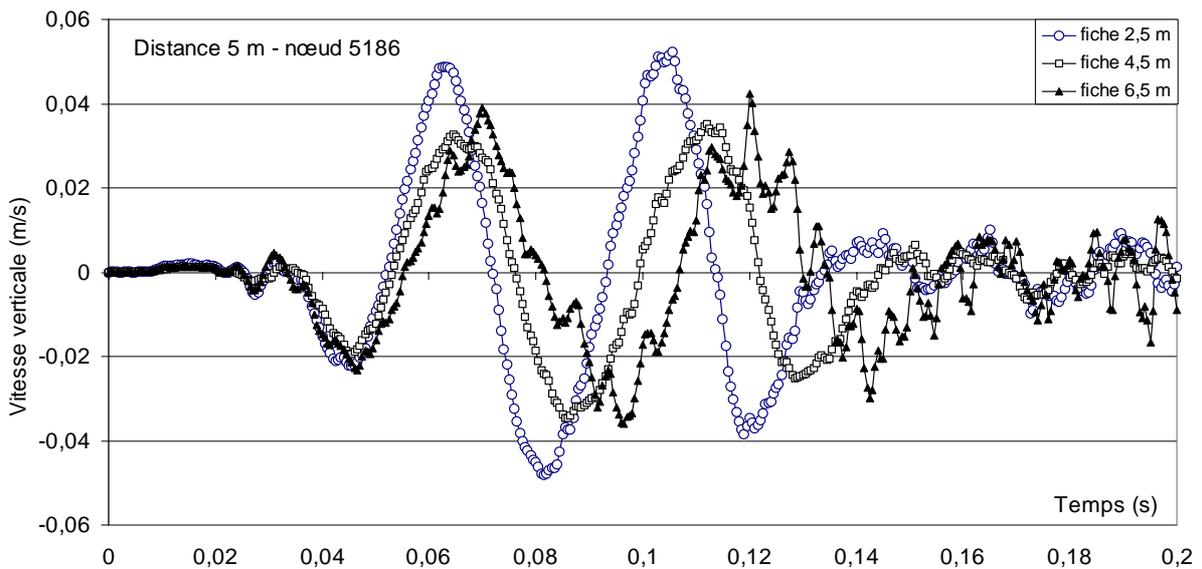


Figure 2.75. Vitesses verticales calculées à 5 m du centre de la palplanche pour 2,5 m, 4,5 m et 6,5 m de fiche.

La figure 2.76 présente les résultats obtenus pour 2,5, 4,5 et 6,5 m de fiche, pour le point 1027 qui est situé à 10 m de la palplanche ($x = 0, y = 10$ m). On observe que les vitesses obtenues sont quasi- similaires. La forme du signal pour la fiche à 6,5 m est nettement moins « bruitée », la longueur de fiche étant inférieure à la distance en surface, 10 m, entre le centre de la palplanche et le point de « mesure ».

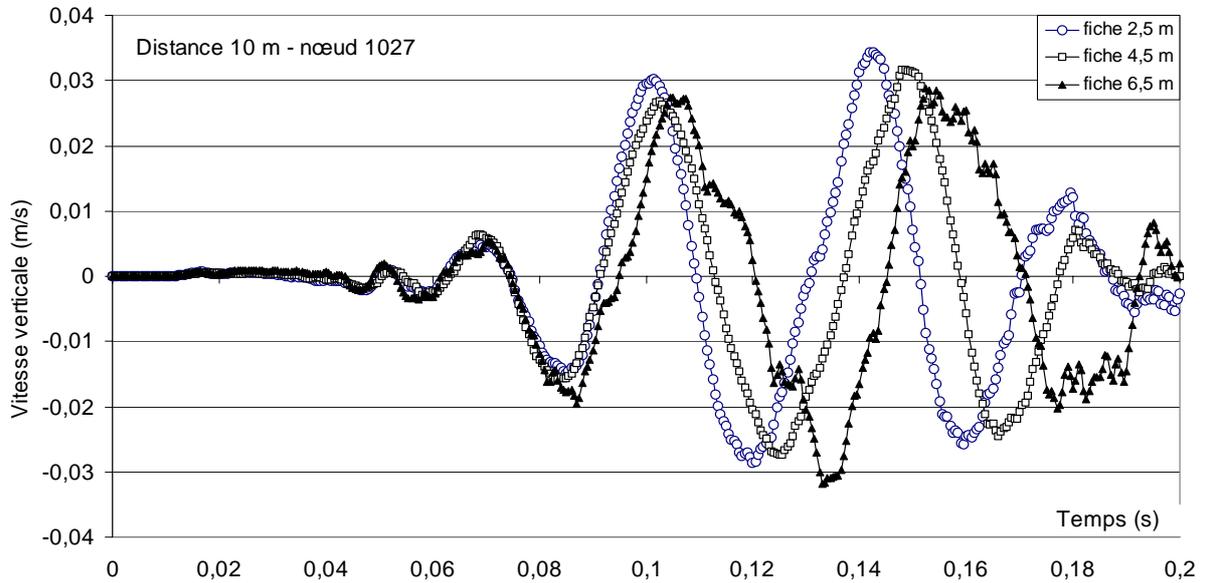


Figure 2.76. Vitesses verticales calculées à 10 m du centre de la palplanche pour 2,5 m, 4,5 m et 6,5 m de fiche.

Pour le point 74 (figure 2.77) qui est situé à 15,2 m de la palplanche ($x = 0, y = 15,2$ m), on observe toujours que les vitesses obtenues sont quasi- similaires. La forme du signal pour la fiche à 6,5 m est lissée, la longueur de fiche étant inférieure à la distance en surface, 15,2 m.

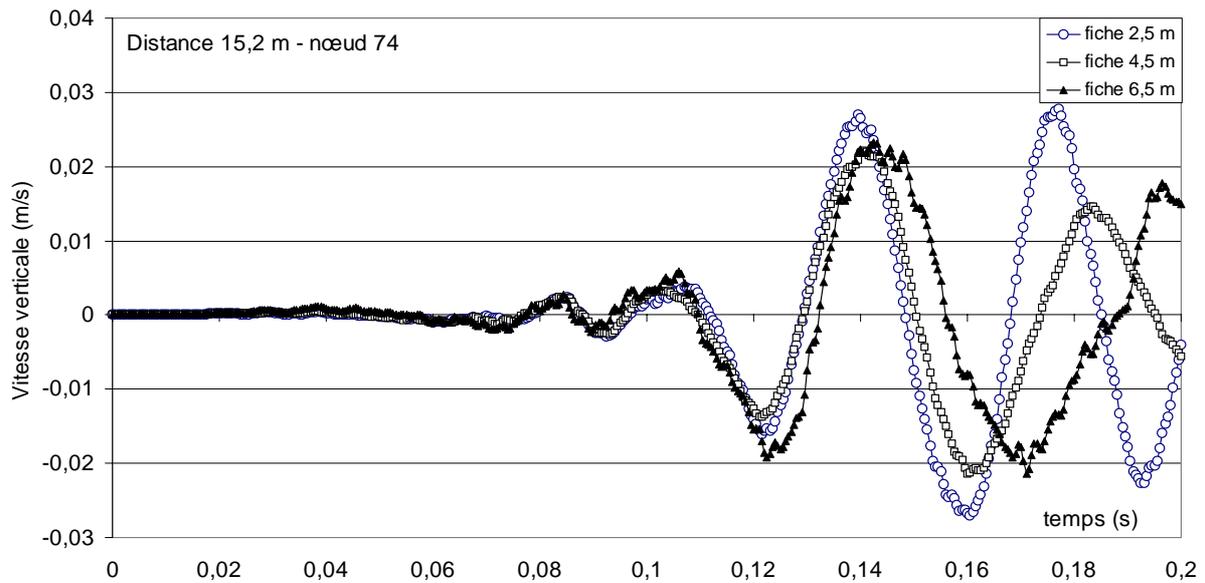


Figure 2.77. Vitesses verticales calculées à 15,2 m du centre de la palplanche pour 2,5 m, 4,5 m et 6,5 m de fiche.

On peut conclure que le modèle prend bien en compte l'atténuation du signal en fonction de la distance et que la modélisation met bien en évidence que la transmission et la propagation dans le sol de la sollicitation en tête de palplanche ne correspondent pas à une source ponctuelle mais à une source diffuse. En revanche, plus on s'éloigne de la source vibrante, plus on pourrait considérer cette source comme une source ponctuelle. La distance reste à déterminer.

En dernier lieu, on examine l'influence de la position du point où l'on relève les vitesses par rapport aux axes de la palplanche. La figure 2. 78 représente les vitesses calculées pour une fiche de 2,5 m, pour trois points situés à 5 m de distance, le premier sur l'axe x (nœud 5350), le second sur l'axe y (nœud 5186) et le troisième sur la bissectrice (nœud 5236). L'effet de géométrie de la palplanche se traduit par une variation de 25 % environ de la vitesse verticale maximale. L'amplitude est minimale pour le point situé dans le prolongement de la plus grande longueur de la palplanche (axe y), et maximale pour le point situé dans le plan perpendiculaire à celui de la palplanche (axe x), ce qui semble logique. Sur la figure 2.79 qui représente les vitesses calculées pour une fiche de 2,5 m, pour trois points situés à 15,2 m de distance, le premier sur l'axe x (nœud 842), le second sur l'axe y (nœud 74) et le troisième sur la bissectrice (nœud 170), le même effet de la géométrie est observé.

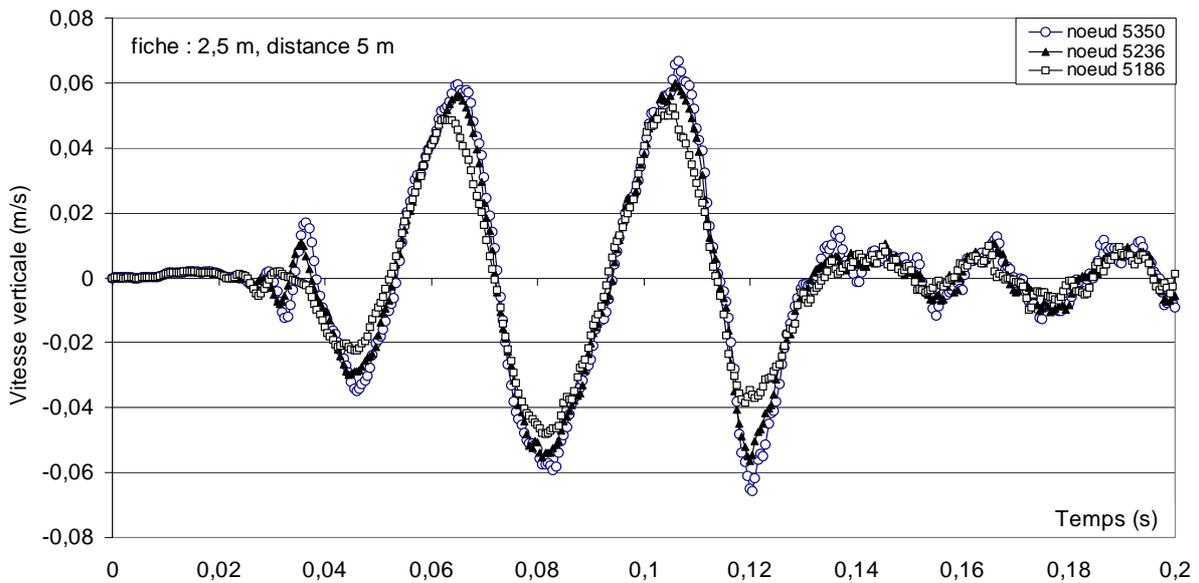


Figure 2. 78. Vitesses verticales calculées à 5 m du centre de la palplanche pour une fiche de 2,5 m à différents nœuds.

2. 4. 5. 3. Résultats sans et avec amortissement de Rayleigh

L'optimisation du coefficient appliqué, en fonction de la profondeur, a été déterminé en utilisant la synthèse des résultats de la modélisation 2D (voir les tableaux 2.34 et 2.35). Pour la fiche de 2,5 m un amortissement de 15 % a été appliqué. Une valeur de 10 % d'amortissement a été appliqué sur la simulation à 4,5 m de fiche et 5 % pour 6,5 m de fiche.

Les figures 2.80, 2.81 et 2.82 présentent la comparaisons des résultats des simulations sous forme de courbes d'atténuation pour les trois fiches étudiées : 2,5 m, 4,5 m et 6,5 m. Chaque figure présente les réponses radiales et verticales des mesures expérimentales, pour les palplanches n°1 et n°7, associées aux valeurs calculées avec et sans amortissement de Rayleigh.

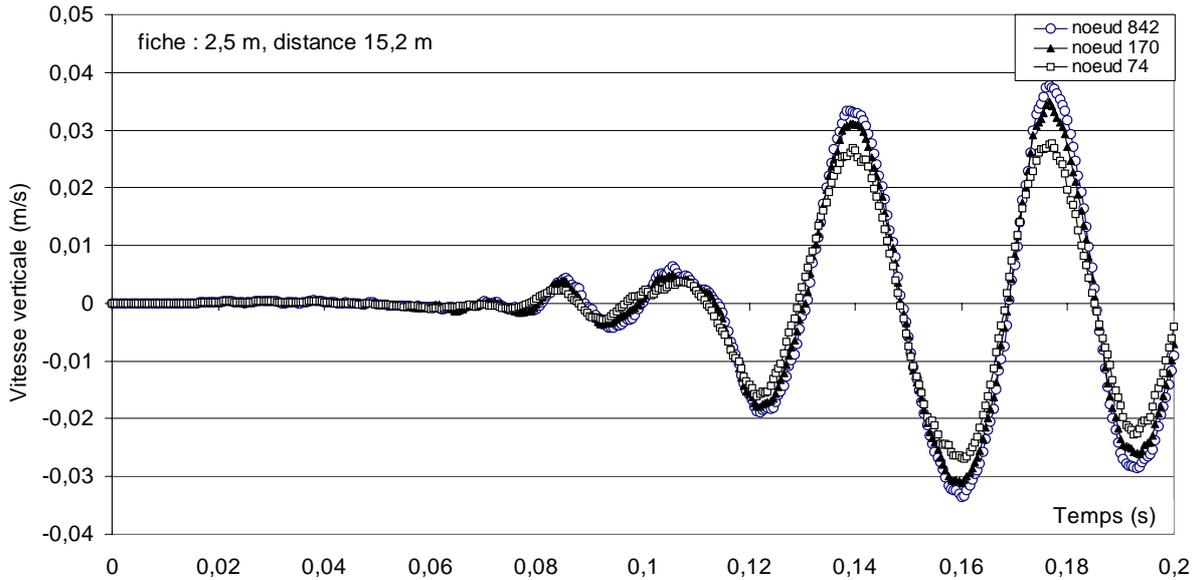


Figure 2. 79. Vitesses verticales calculées à 15,2 m du centre de la palplanche pour une fiche de 2,5 m à différents nœuds.

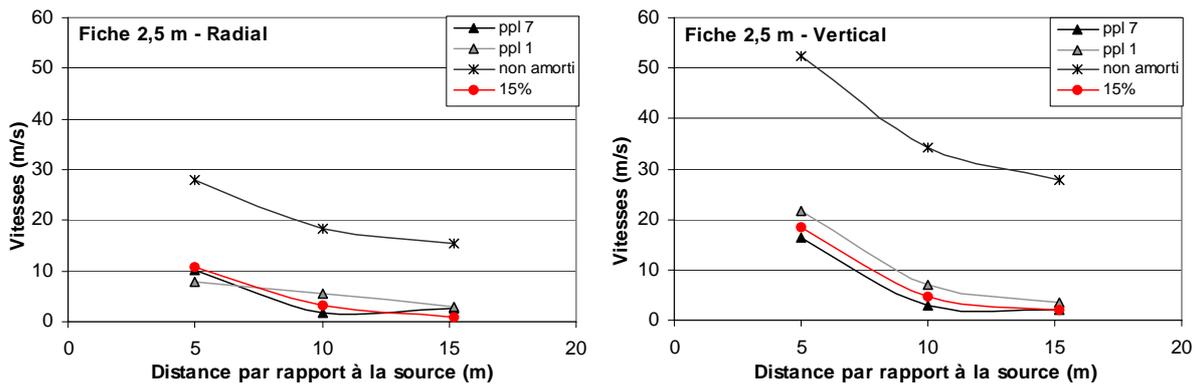


Figure 2.80. Courbes d'atténuation de la vitesse particulière pour 2,5 m de fiche

La simulation avec le coefficient de 15 % pour la fiche de 2,5 m (figure 2.80) est parfaitement en phase avec les résultats expérimentaux aussi bien pour les vitesses particulières radiales que verticales.

La simulation avec le coefficient de 10 % pour la fiche de 4,5 m (figure 2.81) est en phase avec les résultats expérimentaux pour les vitesses particulières verticales mais pour les vitesses radiales, le coefficient est trop élevé. Il faudrait essayer des coefficients de 5 ou 8 %. De même, on observe que la simulation sans amortissement est aussi assez proche des valeurs expérimentales pour les vitesses radiales.

La simulation avec le coefficient de 5 % pour la fiche de 6,5 m (figure 2.82) est presque en phase avec les résultats expérimentaux pour les vitesses particulières verticales de la paire n°7. La paire n°1 a une courbe d'atténuation expérimentale assez particulière. Pour les vitesses radiales, la simulation sans amortissement donne des résultats un peu faible par rapport aux valeurs expérimentales pour les vitesses radiales.

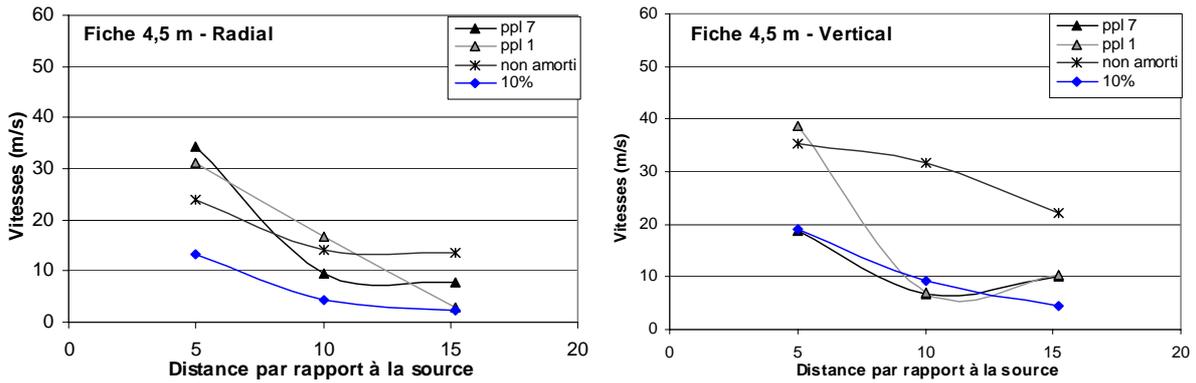


Figure 2.81. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire pour 4,5 m de fiche

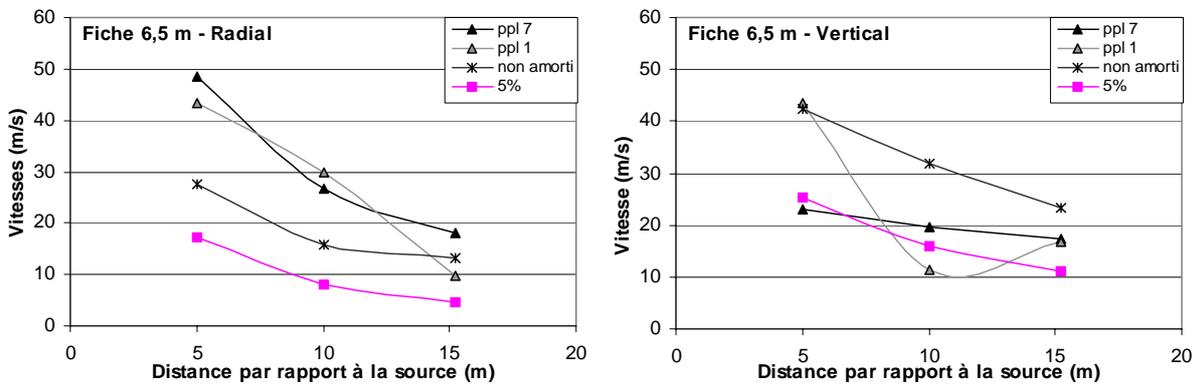


Figure 2.82. Courbes d'atténuation de la vitesse particulaire pour 6,5 m fiche

Un exploitation d'ensemble des figures 2.80, 2.81 et 2.82 montre que globalement le choix des coefficients d'amortissement a été judicieux. Les simulations avec les coefficients d'amortissement donnent des résultats assez proche des courbes expérimentales des deux paires de palplanches avec une préférence pour la paire n°7.

2. 4. 5. 4. Conclusion

La bonne similitude des résultats entre les simulations 2D et 3D par éléments finis pour l'étude de la propagation des ondes par vibrofonçage dans le sol montre qu'il n'est pas nécessaire de faire une étude en trois dimensions qui est coûteuse en temps de calcul et en espace mémoire pour avoir les mêmes résultats. La modélisation 2D donne en effet assez aisément des informations sur la propagation des ondes dans le sol. Il subsiste toutefois des incertitudes et des calages sont nécessaires. L'introduction de l'amortissement dans le modèle numérique (formulation de Rayleigh) a permis de nous approcher d'avantage de la réalité. Il est à regretter l'absence de mesures expérimentales après 15 m pour mieux définir les coefficients d'amortissement.

La modélisation en 3D a permis de mettre en évidence une propagation ovoïde et non circulaire des ondes induites, dans le sol, par le fonçage par vibrage de palplanches. Une question subsiste sur la direction du grand axe de cet ovoïde qui pourrait être dû à un effet du au maillage, ou bien dû à la forme particulière des palplanches.

Globalement la modélisation donne des résultats satisfaisants pour de faibles enfoncements qui représentent la majorité des travaux urbains mais nous n'avons étudié qu'un site et deux types de pieux.

Pour faire évoluer cette étude, il serait possible de faire une modélisation en divisant l'espace en deux : une zone près du pieu qui aurait une loi de comportement viscoplastique pour mieux considérer les effets de fonçage et une zone plus lointaine qui aurait une loi de comportement viscoélastique. A partir des constats expérimentaux et numériques, la séparation en deux zones se ferait à environ 5 mètres du pieu.

Les modélisations présentées dans ce rapport sont à porter au crédit du Projet National Vibrofonçage et du Projet de recherche ArcelorMittal. Ces projets constituent une première référence concernant l'étude du comportement des pieux vibrofoncés dans des sols argileux.

2. 5. Recommandations pour réduire l'effet des vibrations

Les vibrateurs ne génèrent que de modestes vibrations tant que nous ne sommes pas à la limite du refus. La première mesure est donc de bien définir avec le fabricant de vibrateur ce refus en fonction du type de pieux et de vibrateur choisis.

Sachant que les vibrations engendrées par le fonçage par vibrage sont continues et périodiques, elles peuvent causer des dommages sur le bâti existant avoisinant, si la fréquence de résonance d'un bâtiment voisin est similaire à la fréquence de vibration. Il est possible d'éviter ce désagrément en choisissant le vibrateur adapté qui par exemple évitera cette fréquence.

Les résultats expérimentaux montrent que les vitesses particulières sont amorties rapidement dans le sol toutefois les mesures ne sont faites qu'en surface. A une distance comprise entre 5 m et 10 m, les vitesses particulières sont souvent en dessous des seuils. Cette observation peut avoir une grande implication pratique lorsqu'un ouvrage sensible se trouve à une distance critique de la source mais si on doit foncer des pieux à proximité d'un lieu sensible aux vibrations, il sera nécessaire de les atténuer. L'installation d'une paroi ou la réalisation d'une tranchée, ouvertes (vide) ou remplie par un matériau dont la rigidité est différente de celle du sol environnant, entre le lieu de fonçage et le bâtiment va réfléchir ou capturer les vibrations (TESTA, 1995). Si les vibrations sont toujours inacceptables, il faudra envisager de changer de technique.

Il est aussi important de bien connaître le contexte géotechnique du site où l'on doit réaliser du fonçage par vibrage car c'est très souvent au changement de lithologie que l'on observera des augmentations de la vitesse particulière.

Comme pour réduire les nuisances acoustiques, il faut aussi choisir le bon type de guidage : un mauvais guidage peut créer des vibrations induites qui vont pénaliser le fonçage.

Le vibrofonçage ne se fait pas dans tous les types de sols (guide technique vibrofonçage, 2006). Le fonçage par vibrage dans un sol pas adapté risque, par exemple, de produire plus de vibrations et d'endommager le pieu et le vibrateur.

CHAPITRE 3 : CAPACITÉ PORTANTE

PALPLANCHES, *Archit. hydraul.* :
Ce font des especes de pieux en forme de planches fort épaiffes, que l'on enfonce près à près au refus du mouton dans des terrains de mauvaife qualité, aux endroits où l'on craint que l'eau ne s'introduife par-deffous les fondemens de quelque édifice bâti dans l'eau. On fait ufage des palplanches dans la conftruction des éclufes : elles ont ordinairement 4 ou 5 pouces d'épaiffeur au plus, fur 12 ou 15 ponces de largeur, et fur une longueur proportionnée à la profondeur du terrain où l'on doit, les enfoncer. Le meilleur bois, pour les palplanches eft le vieux fapin rouge... On les affemble à rainure et languette.

Charles-Antoine JOMBERT (1768)

1. GENERALITES

La majorité des méthodes de dimensionnement traitent de la validation de la portance des pieux battus, parmi les pieux mis en place avec refoulement, mais ne donnent pas d'indication pour les pieux foncés par vibration.

La technique du vibrofonçage n'est en principe pas acceptée en France par les maîtres d'œuvre pour mettre en place des éléments devant assurer une fonction de portance sans que ceux-ci soient sur-battus sur les derniers mètres de fonçage. Pour pouvoir proposer des recommandations s'affranchissant de cette contrainte, il est nécessaire de réaliser des essais comparatifs en vérifiant la portance d'éléments vibrofoncés par rapport à celle d'éléments battus à la même profondeur dans les mêmes conditions de sol, de manière à constituer une base de données d'essais comparatifs.

1. 1. La réglementation

1. 1. 1. Cas de la France et de l'Europe

En France mais aussi en Europe, la technique du vibrofonçage est très rarement utilisée pour foncer des pieux ayant une fonction de portance jusqu'à leur cote finale. La grande majorité des règlements et codes de dimensionnement ne traitent que du calcul des pieux foncés par battage au moyen d'un marteau diesel ou hydraulique.

1. 1. 1. 1. *Pas de distinction entre les pieux battus et vibrofoncés*

Le fascicule 62 - titre V et le DTU 13.2 ne donnent pas d'élément spécifique pour le dimensionnement des pieux vibrofoncés. Dans ces documents, le terme " pieux battus " recouvre à la fois les pieux foncés par battage et par vibrofonçage.

C'est le cas également de la pratique européenne telle qu'elle ressort des travaux du congrès sur le dimensionnement des pieux sous charge verticale, tenu à Bruxelles en 1997 (de Cock & Legrand, 1997) : d'une façon générale, lorsque les pieux vibrofoncés sont cités dans les codes de dimensionnement, ils ne sont pas distingués des pieux battus.

Une première ébauche de recommandation a été publiée en 2006 dans les actes du symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques (ELU-ULS) par Bustamante et al., dans les actes du symposium international sur le vibrofonçage et la vibrocompaction (TRANSVIB) par Borel et al. et dans le Guide Technique Vibrofonçage.

1. 1. 1. 2. *Distinction entre les pieux battus et vibrofoncés*

Les normes polonaise et russe sont des exceptions ; elles introduisent de façon explicite une différence entre la capacité portante des pieux vibrofoncés et des pieux battus. Ces normes abordent uniquement le cas des sols grenus de compacité moyenne et des sols argileux de consistance moyenne à molle, qui constituent les sols où le fonçage par vibration présente a priori un véritable intérêt technique et économique (tableaux 3.1. et 3.2). Cependant la norme russe semble être en contradiction avec la plupart des observations disponibles.

Tableau 3.1 : Capacité portante des pieux vibrofoncés par rapport au pieux battus, Facteur de minoration ou majoration (d'après la norme polonaise PN-83/B-02482)

| sols sableux $0,20 < I_D < 0,67$ | Résistance en pointe | Frottement latéral |
|----------------------------------|----------------------|--------------------|
| pieu fermé | 0,9 | 0,8 |
| profilé | 1 | 0,8 |

Tableau 3.2 : Capacité portante des pieux vibrofoncés par rapport au pieux battus, Facteur de minoration ou majoration (d'après la norme russe SNIP II-B.5-67)

| | Résistance en pointe | Frottement latéral |
|---|----------------------|--------------------|
| sol sableux saturé de compacité moyenne | | |
| - sable grossier et moyen | 1,2 | 1 |
| - sable fin | 1,1 | 1 |
| - sable limoneux | 1 | 1 |
| sols argileux de consistance IC = 50% | | |
| - limon sableux | 0,9 | 0,9 |
| - limon | 0,8 | 0,9 |
| - argile | 0,7 | 0,9 |

1. 1. 2. Cas des États Unis d'Amérique (USA)

Chaque Etat, notamment s'il contient de grandes métropoles, a développé une pratique propre et des documents réglementaires spécifiques. En outre, il existe des agences fédérales qui éditent elles aussi leurs propres règles.

Lorsque la charge des pieux dépasse 40 tonnes, les codes imposent que des essais de chargement statique soient réalisés. Ces essais sont donc très courants, mais leur objectif est principalement de vérifier la capacité portante et rarement de faire évoluer le projet (Loftus, 1997).

Le guide technique consacré aux fondations profondes de l'armée américaine (US Army Corps of Engineers, 1991) indique que l'usage du vibrofonçage requiert une attention particulière à cause de la réduction de la capacité portante par rapport aux pieux battus observée dans un certain nombre de cas. Le manuel cite en outre l'absence d'une méthode fiable, équivalente à celles utilisées pour les pieux battus (instrumentation type Pile Driving Analysis), pour évaluer la résistance et les contraintes induites dans le pieu par le vibrofonçage. Ce manuel insiste cependant sur l'intérêt économique réel du vibrofonçage comme mode de mise en place de fondation unique, notamment dans les projets comportant un grand nombre de pieux. Il indique que des essais de chargement statique et dynamique peuvent alors être réalisés pour justifier la fondation.

Certaines agences américaines autorisent le vibrofonçage de pieux porteurs à condition que des essais de chargement soient réalisés sur un certain nombre de pieux de l'ouvrage en comparant, pour la fiche du projet, la résistance d'un pieu entièrement battu et celle d'un pieu entièrement vibrofoncé. L'augmentation éventuelle de la fiche des pieux est alors à la charge de l'entreprise. C'est donc à l'entreprise de décider si la perspective d'une augmentation des cadences de mise en place par vibrofonçage motive les coûts supplémentaires éventuellement impliqués par les conclusions tirées des résultats des essais.

1. 1. 3. Cas de l'Asie

Les informations recueillies sur le Japon et sur la Thaïlande (Borel et al., 2001) montrent que dans ces deux pays l'acceptation en terme de capacité portante pour des pieux vibrofoncés ne peut être validée que par des essais de chargement statique ou quasi statique (surbattage). Cependant, au Japon, une réglementation concernant la validation de pieux vibrofoncés est en cours d'élaboration. Néanmoins, les premières études effectuées dans ce cadre ont montré la

difficulté de l'établissement d'une norme, principalement liée au manque de recul et de données sur la pratique du vibrofonçage.

1. 2. Méthodes d'estimation empiriques

Les méthodes d'évaluation de la capacité portante d'éléments foncées par vibrage décrites dans la littérature sont purement empiriques.

Un certain nombre d'auteurs ont développé des formules similaires aux formules de "battage" qui reposent sur un équilibre entre l'énergie transmise par le vibreur et l'énergie dissipée dans le sol. Un certain nombre de ces formules date des années 1970. Elles ont été validées par des essais de laboratoire. Les essais de Schmid (1969) ont, par exemple, consisté à fonder par vibrage des tubes en cuivre de 2 cm de diamètre dans une cuve remplie de sable sec au moyen d'un vibreur électromagnétique avec une fréquence variant de 20 à 6000 Hz.

Seule la formule proposée dans le règlement russe (SNIP II-B.5-67) repose sur de nombreux essais de chargement statique en vraie grandeur. Il est important de noter qu'elle a été établie pour une vitesse d'enfoncement observée de 2 à 10 cm par minute à la fin de la mise en fiche (Glotov et al., 1975).

La thèse de Feng (1997) de l'université de Purdue a été consacrée à la capacité portante et au comportement des pieux vibrofoncés (Feng & Deschamps, 2000). Ces travaux ont principalement consisté à modéliser le vibrofonçage au moyen de calculs aux différences finies (programme FLAC). Le sol était représenté par une loi élastoplastique avec écrouissage. Des études paramétriques ont été menées pour simuler le vibrofonçage dans des sables drainés de différentes densités. Une formule de capacité portante statique a été calée sur la base des résultats des modélisations numériques et a été confrontée à certains résultats expérimentaux en grandeur réelle.

La synthèse des formules effectuée par Borel et al. (2001) est présentée ci-après pour montrer la complexité des formules et la diversité des paramètres pris en compte.

SNIP II-B.5-67 (1968) norme russe

$$P = \lambda \left(\frac{25,5 N}{A_0 n} + Q \right)$$

- P : capacité portante du pieu (kN) ;
- N : puissance transmise au pieu par le vibreur (kW) ;
- A₀ : moyenne des amplitudes de la vibration sur la dernière minute d'enfoncement (cm) ;
- n : fréquence du vibreur (Hz) ;
- Q : poids du pieu et du vibreur (kN) ;
- λ : coefficient représentant l'influence du vibrofonçage sur les caractéristiques du sol. Ce paramètre est déterminé à partir d'essais de chargement statique sur site ou, à défaut, à partir des valeurs indiquées dans les tableaux suivants.

Coefficient λ pour les sols cohérents

| SOLS COHERENTS | consistance I _c | | |
|----------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | I _c >75 % | 75%>I _c >50 % | 50%>I _c >25 % |
| sable limoneux | 4,5 | 3,5 | 3 |
| limon argileux | 4 | 3 | 2,5 |
| argile | 3 | 2,2 | 2 |

Coefficient λ pour les sols sableux

| SABLES | grossier | moyen | fin |
|------------|----------|-------|-----|
| sous nappe | 4,5 | 5 | 6 |
| non saturé | 3,5 | 4 | 5 |

Bernhard (1967)

$$F_{\text{stat}} = \frac{\Pi^{\text{max}} P L}{V_p^{\text{ave}} p}$$

- F_{stat} : capacité portante du pieu (kN) ;
- Π^{max} : efficacité du vibreur prise égale à 10% par défaut ;
- P : énergie consommée par le vibreur (kW) ;
- L : longueur du pieu (m) ;
- V_p^{ave} : vitesse de pénétration moyenne (m/s) ;
- p : fiche du pieu (m).

Schmid (1969)

$$R = \frac{(B+E+Q) T}{\alpha T_c}$$

- R : capacité portante du pieu ;
- B : poids de la masse morte ;
- E : poids du vibreur ;
- Q : poids du pieu ;
- T : période de la vibration ;
- T_c : période durant laquelle la pointe du pieu est au contact du sol ;
- α : coefficient compris entre 0,5 et 1.

Davisson (1970)

$$R_u = \frac{P_t}{(r_p + S_L f)}$$

- R_u : capacité portante du pieu ;
- P_t : puissance transmise au pieu par le vibreur (kW) ;
- r_p : vitesse d'enfoncement (m/s) ;
- S_L : coefficient empirique représentant la perte d'énergie (m) ;
- f : fréquence (Hz).

(formule développée pour le vibreur haute fréquence Bodine (BRD))

Feng (2000)

$$Q_u = \frac{3,6(F_c + 11 W_B)}{\left(1 + 1,8 \cdot 10^{10} \frac{v_p}{c} \sqrt{\text{OCR}}\right)} \frac{L_E}{L}$$

- Q_u : capacité portante du pieu ;
- F_c : force centrifuge ;
- W_B : poids mort ;
- v_p : vitesse d'enfoncement (m/s) ;
- c : vitesse de la lumière (m/s) ;
- OCR : rapport de surconsolidation ;
- L : longueur du pieu (m) ;
- L_E : fiche (m).

1. 3. Essais en vraie grandeur existants

Les résultats expérimentaux concernant des comparaisons de capacité portante entre les pieux foncés par vibration et par battage sont rares. Le tableau 3.3 recense des essais de chargement qui ont été réalisés à l'occasion de recherches spécifiques (Briaud et al., 1990) et de chantiers (Lammertz et al., 2006 ; Borel et al., 2002 ; Rollins, 2001 ; Mosher, 1990 ; Braaker, 1986 ; Mazurkiewicz, 1975 ; Paunescu et al. 1970) au moment du choix de la méthode de mise en place des pieux. Ils ont parfois été motivés par des chantiers où les essais de chargement de

contrôle des pieux vibrofoncés ont montré des capacités portantes bien inférieures à ce qui était prévu (Rollins, 2001 ; Mosher, 1990).

Tableau 3.3 : La résistance ultime des pieux foncés par vibrage par rapport à celle des pieux foncés par battage

| Auteurs | Nombre de pieux | Type de pieux | Sol | Comparaison de la résistance ultime en % | | |
|-----------------------------|-----------------|----------------------------|---|--|---|---|
| | | | | R _c Capacité portante ultime | R _s Frottement latéral ultime | R _b Résistance en pointe ultime |
| Paunescu et Mateescu (1970) | 8 | Béton préfabriqué | pointe dans un sable graveleux | + 25 à + 40% | | |
| Mazurkiewicz (1975) | 11 | Béton préfabriqué | Sable Sable limoneux Sable argileux | - 40. % | | |
| Braaker (1986) | > 20 | Pieux acier et Palplanches | Sable lâche et sable moyen | -10 à - 30 % | | |
| Briaud et al. (1990) | 6 | Pieux H | Sable lâche | égal | + 75 % | - 75 % |
| Mosher (1990) | 12 | Béton préfabriqué | Sable moyennement compact | - 30 % | - 20 % | - 35 % |
| Mosher (1990) | 10 | Béton préfabriqué | Sable dense & argile | - 15 à - 50 % | - 50 - 55 % | - 10 à - 70 % |
| Rollins (2001) | 40 | Tube acier ouvert | Sable dense | - 35 à - 55 % | - 15 à - 75 % | - 35 à - 50 % |
| Borel & al. (2002) | 2 | Palplanche | Marnes et caillasses | - 35 % | - 20 % | - 75 % |
| Borel & al. (2002) | 2 | Caisson de palplanches | Graves compactes | - 25 % | - 25 % | |
| Lammertz & al. (2006) | 2 | Tube acier ouvert | Sable moyennement compact | + 10 % | | |
| Lammertz & al. (2006) | 6 | Tube acier ouvert | Sable dense | 0 à - 10 % | | |

2. MESURES SUR CHANTIER

Les premiers essais de comparaison de la capacité portante axiale entre les pieux foncés par vibrage et battage ont commencé en l'an 2000 au LCPC (Borel et al., 2002). En 2003, dans le cadre de la présente recherche, elle-même en relation avec le projet national « Vibrofonçage » et le programme de recherche ArcelorMittal, une campagne de quatre essais comparatifs a été effectuée sur une zone désaffectée de l'aérodrome de Merville dans le département du Nord (Guide Technique Vibrofonçage, 2006). Par la suite, en mai 2007, un nouvel essai a pu être effectué à Monchy Saint-Eloi dans l'Oise.

2. 1. Essais de MONCHY Saint-ÉLOI

2. 1. 1. Introduction

Afin d'optimiser le dimensionnement des fondations de la nouvelle station d'épuration de Monchy Saint Eloi, l'entreprise NGE Génie Civil a demandé au LCPC de réaliser un essai de mesures de la capacité portante de pieux en béton armé préfabriqués, mis en place par la technique du vibrofonçage. A la demande du LCPC, NGE Génie Civil, avec le soutien de ICE-IHC France, a accepté de vibrofoncer puis de sur-battre, de 15 cm, un deuxième pieu pour pouvoir obtenir une comparaison Vibrofonçage / Battage. Les 15 cm ont été foncé par 93 coups en 90 secondes. La capacité portante a été testée en faisant un chargement statique en compression simple en utilisant un massif poids.

Les pieux sont carrés de 500 par 500 mm et de 4 m de fiche (annexe 2, figure 6.2.4). Les pieux ont été foncés dans une couche de tourbe de 2,5 à 3 mètres d'épaisseur puis dans la couche de sable et gravier jusqu'à 4 mètres de profondeur (annexe 3, figure 6.3.8).



Figure 3.1. Massif poids de réaction (empilement de fonte et béton)

2. 1. 2. Matériels de mesure et programme

2. 1. 2. 1. Dispositif de Réaction

Le dispositif de réaction a été conçu et installé par NGE Génie Civil (figure 3.1). C'est un massif poids qui est composé de blocs de fonte et de béton. La masse totale du massif était de 1800 kN. Ce dispositif a été conçu pour reprendre au moins deux fois la charge du projet pour un pieu, soit 900 kN, en toute sécurité.

2. 1. 2. 2. Application de la charge

Les charges ont été appliquées à l'aide d'un vérin de 2 MN et de 25 cm de course, alimenté par une pompe hydraulique (figure 3.2). Elles étaient contrôlées en simultanément par un peson annulaire de 1500 kN (figure 3.3) et par un manomètre de 0-600 bar, préalablement étalonnés au LCPC (suivant la procédure Qualité Interne). Une rotule (figure 3.3) était installée au-dessus du vérin afin d'éviter la transmission des moments de flexion.



Figure 3.2. Pompe hydraulique



Figure 3.3. Ensemble rotule - peson



Figure 3.4. Compateurs et bases fixes



Figure 3.5. Tronçon d'extensomètre amovible

2. 1. 2. 3. *Système de mesure*

Les enfoncements verticaux de la tête du pieu ont été mesurés à l'aide de 4 comparateurs potentiométriques au 1/100^e mm (classe 0,5, course 150 mm), montés sur des bases de références fixes (figure 3.4).

Les mesures de raccourcissements unitaires Δ/l ont été effectuées à l'aide d'un chapelet d'extensomètre amovible (figure 3.5) (Bustamante, 1991) de 4 tronçons de mesure, et disposé au sein du tube-logement comme indiqué sur la figure 3.6.

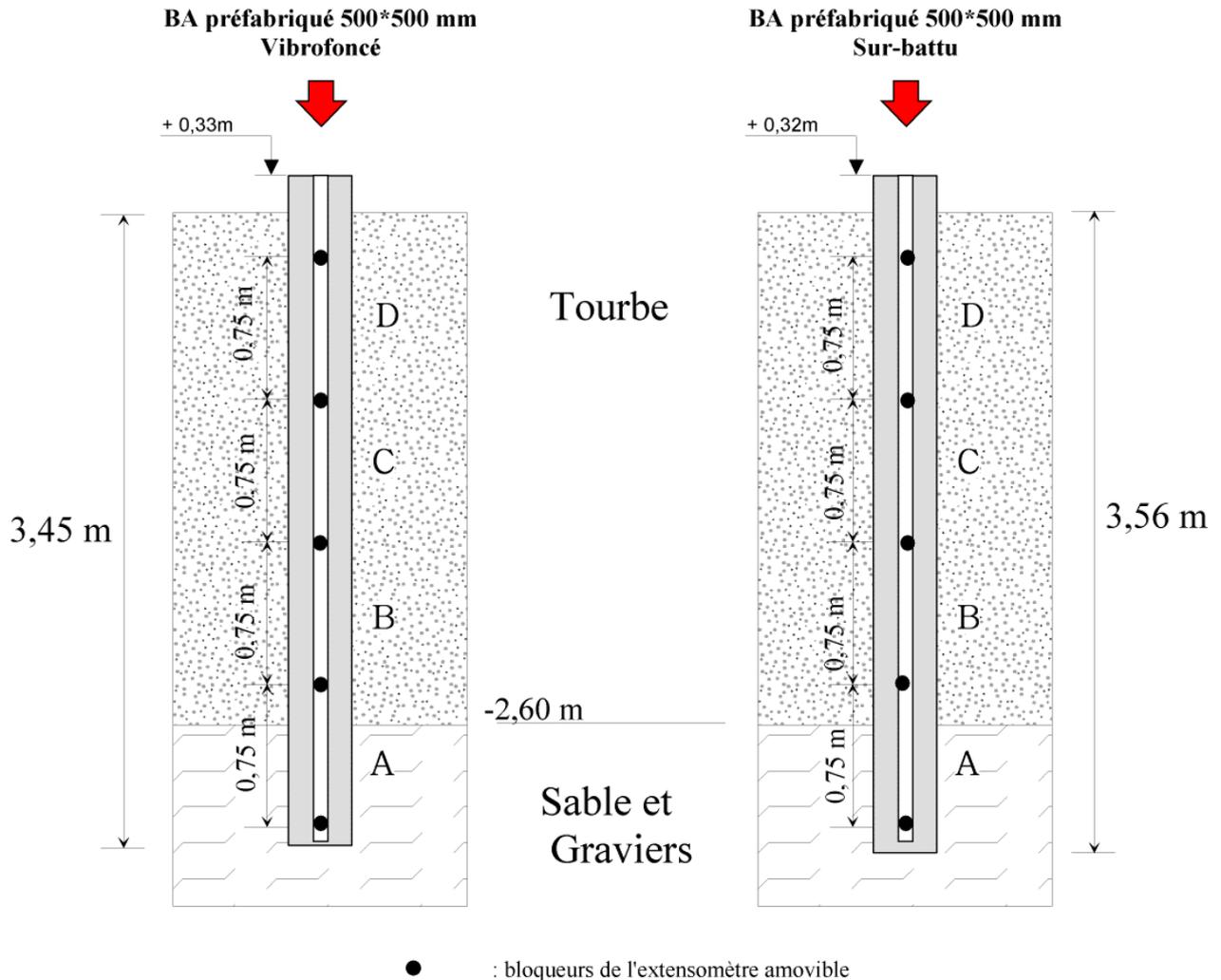


Figure 3.6. Disposition de l'extensomètre amovible dans les pieux de Monchy Saint Eloi

Les mesures des déplacements de la tête du pieu ainsi que les raccourcissements unitaires Δ/l ont été notées par un opérateur (figure 3.7) suivant la procédure de la méthode d'essai n°34 du LCPC.



Figure 3.7. Vue du système de mesures et du massif de réaction

2. 1. 2. 4. *Programme de chargement*

Les deux pieux ont été testés conformément aux principes du Mode Opérateur des LPC (Méthodes n°34 et n°45). Le chargement a été appliqué par paliers d'incrément constant avec pour but d'approcher la rupture du sol, soit un déplacement de la tête du pieu supérieur ou égal à 10% de son diamètre en tête. Le tableau 3.4, ci-dessous, récapitule les dates d'essai ainsi que les délais de repos entre la mise en place et le chargement.

Tableau 3.4 : Dates importantes pour les essais de Monchy Saint-Eloi

| BA préfabriqué 500*500 | Date de mise en place | Date d'essai | Délais de repos (jours) |
|---------------------------|--------------------------|--------------|----------------------------|
| Essai pieu vibrofoncé | 14 mai 2007 | 23 mai 2007 | 9 |
| Essai pieu sur-battu | 15 mai 2007 | 24 mai 2007 | 9 |

2. 1. 3. Essais de chargement

2. 1. 3. 1. Pieu Vibrofoncé

Le programme de chargement a comporté 10 paliers de 150 kN, maintenus 30 minutes pour les quatre premiers, puis une heure pour les suivants. La rupture du sol n'a pas été constatée en fin du 10^{ème} palier qui n'a été maintenu que 30 minutes. Il n'a pas été possible pour ce 10^{ème} palier de faire une montée en charge complète ; le massif se soulevant sous l'action du vérin.

2.1.3.1.1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 3.8 et 3.9 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenus après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques suivantes :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 (figure 3.8),
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier (figure 3.9),
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 5 et 30 minutes – charge en tête Q_0 (figure 3.9).

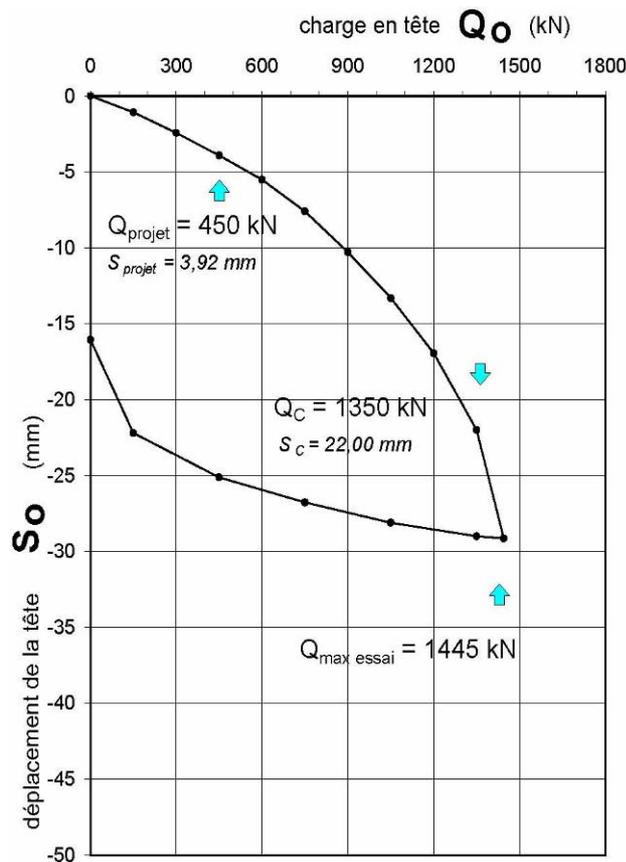


Figure 3.8. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

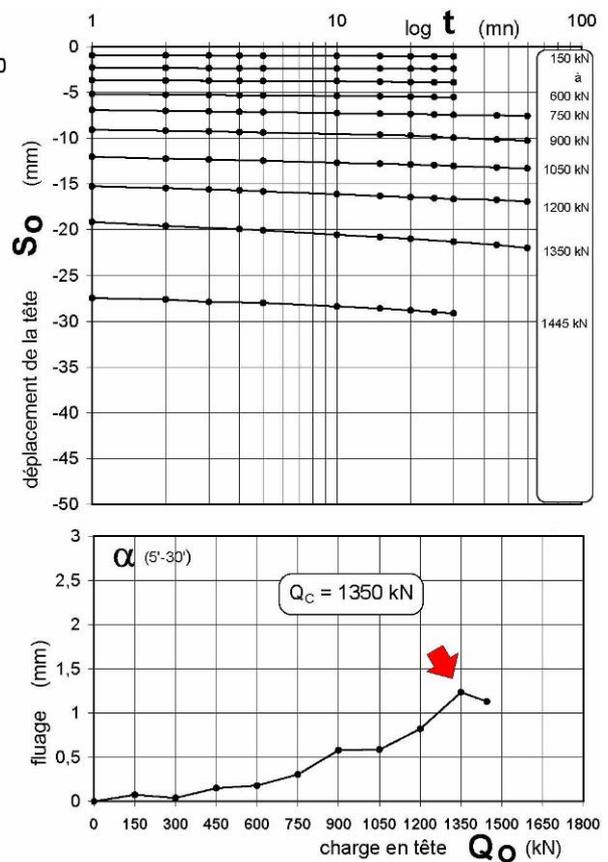


Figure 3.9. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La charge limite (ou ultime) Q_u du pieu n'a été pas atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 1445 kN (144,5 t) car l'enfoncement de la tête n'a pas dépassé le 1/10^{ème} du

diamètre du pieu, avec une valeur $S_0 = 29,14$ mm. En utilisant la méthode de CHIN (voir Borel & al., 2004), on peut essayer de l'estimer. Elle serait d'environ 1800 kN. La méthode de CHIN consiste à extrapoler une courbe de chargement de fondation en supposant qu'elle est hyperbolique et à en déduire la charge limite conventionnelle. La précision serait de 2 à 4 % selon Borel & al. (2004).

La charge critique de fluage Q_C , suivant le graphe $\alpha-Q_0$ de la figure 3.9, se situerait au palier 9, soit $Q_C = 1350$ kN, soit $Q_u / Q_C = 1,34$. Cette charge, après application d'un coefficient minorant de 1/1,40 conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge de service aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 965$ kN. Alors que la charge du projet est de 450 kN.

Après déchargement complet du pieu, l'enfoncement résiduel valait 16,05 mm.

2.1.3.1.2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires qui ont été mesurées pendant l'essai. La figure 3.10 illustre les courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire q_s pour les différents niveaux de mesure (A - B - C - D) qui ont été regroupés en fonction des niveaux géologiques.

Suivant les niveaux, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux B, C & D $q_s \approx 22$ kPa,
- niveau A, $q_s \approx 70$ kPa

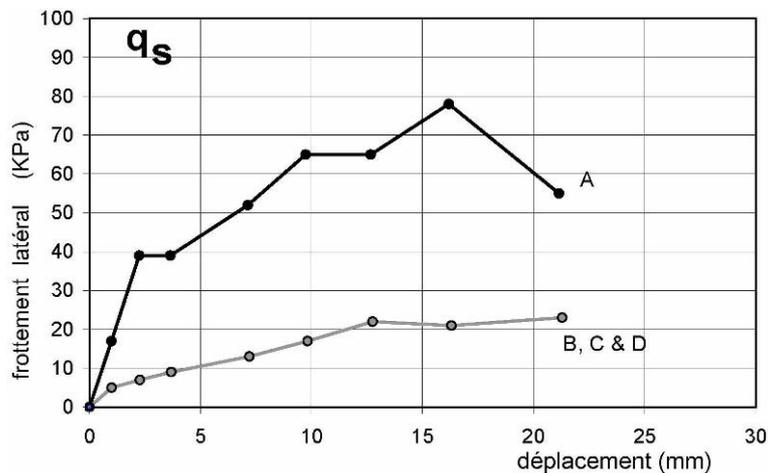


Figure 3.10. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

Pour la charge du projet $Q_{\text{projet}} = 450$ kN, 25 % de la charge est reprise par frottement latéral ($Q_S = 110$ kN). La charge reprise en pointe vaut $Q_P = 340$ kN.

2. 1. 3. 2. **Pieu vibrofoncé puis sur-battu**

Le programme de chargement a comporté 10 paliers de 150 kN, maintenus 30 minutes pour les quatre premiers, puis une heure pour les suivants. La rupture du sol n'a pas été constatée en fin du 10^{ème} palier qui n'a été maintenu que 30 minutes. Il n'a pas été possible pour ce 10^{ème} palier de faire une montée en charge complète ; le massif se soulevant sous l'action du vérin.

2.1.3.2.1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 3.25 et 3.26 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenus après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques suivantes :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 (figure 3.11),
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier (figure 3.12),
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 5 et 30 minutes – charge en tête Q_0 (figure 3.12).

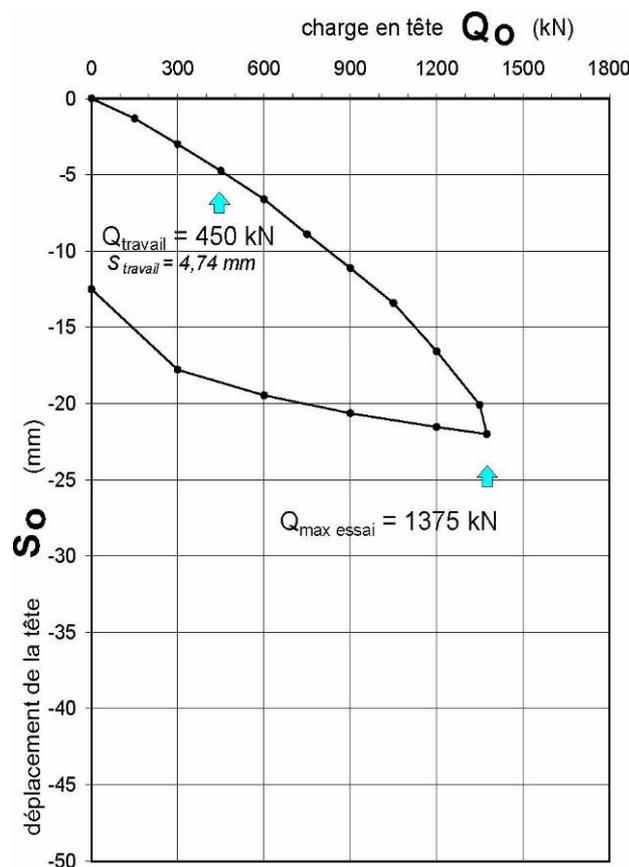


Figure 3.11. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

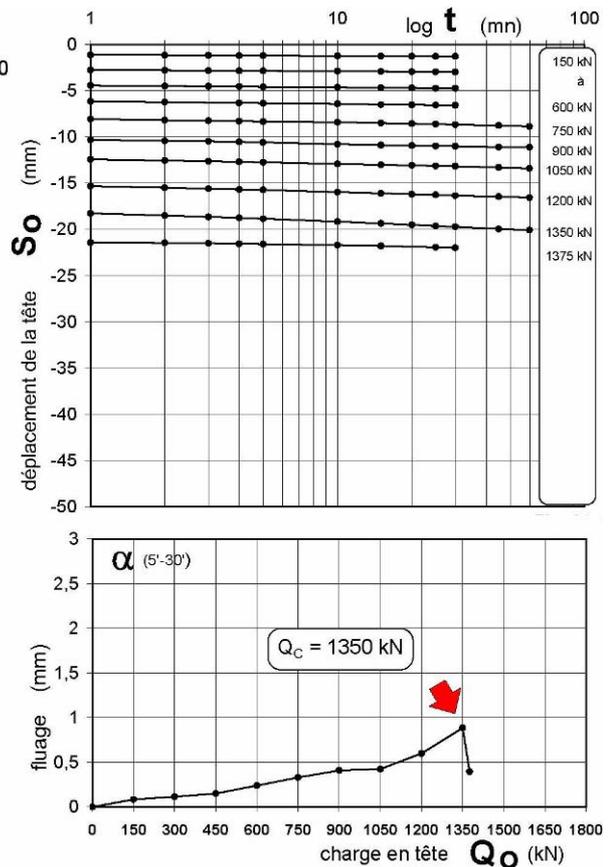


Figure 3.12. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La charge limite (ou ultime) Q_u du pieu n'a pas été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 1375 kN (137,5 t) car l'enfoncement de la tête n'a pas dépassé le 1/10^{ème} du diamètre du pieu, avec une valeur $S_0 = 22$ mm. En utilisant la méthode de CHIN (Borel & al., 2004), on peut essayer de l'estimer. Elle serait de environ 2100 kN.

La charge critique de fluage Q_c sur la relation $\alpha-Q_0$ de la figure 3.12, se situerait au palier 9, soit $Q_c = 1350$ kN, soit $Q_u / Q_c = 1,55$. Cette charge, après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$ conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge de service aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 965$ kN. Alors que la charge du projet est de 450 kN.

Après déchargement complet du pieu, l'enfoncement résiduel valait 12,5 mm.

2.1.3.2.2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires qui ont été mesurées pendant l'essai.. La figure 3.13 illustre les courbes de mobilisation du frottement latéral unitaire q_s pour les différents niveaux de mesure (A - B - C - D) qui ont été regroupés en fonction des niveaux géologiques.

Suivant les niveaux, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux B, C & D $q_s \approx 30$ kPa,
- niveau A, $q_s \approx 75$ kPa

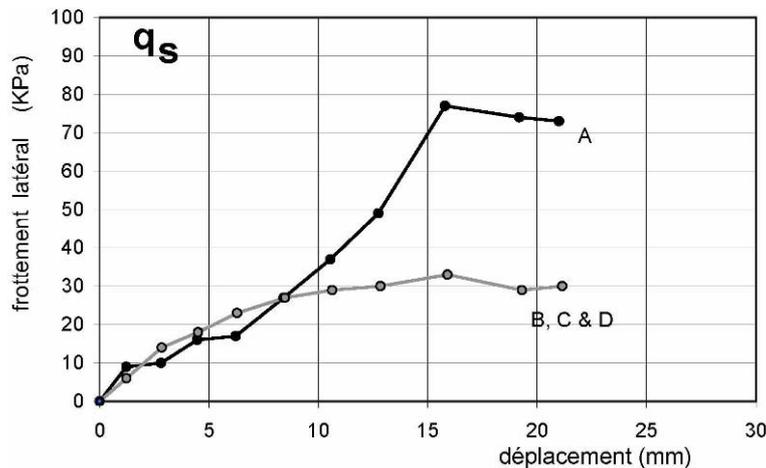


Figure 3.13. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

Pour la charge du projet $Q_{\text{projet}} = 450$ kN, 25 % de la charge est reprise par frottement latéral ($Q_s = 110$ kN). La charge reprise en pointe vaut $Q_p = 340$ kN.

2. 1. 4. **Interprétation : comparaison du frottement latéral unitaire**

Les figures 3.10 et 3.13 comparent le frottement unitaire entre les pieux mis en oeuvre par vibrofonçage et vibrofonçage puis sur-battage pendant la campagne d'essais de Monchy Saint-Eloi.

Pour le frottement latéral, le facteur q_s pour le niveau de mesure A (zone où le pieu est foncé au trois-quart dans les sables et gravier) est égal à 70 kPa. Le Fascicule 62 - titre V (1993) préconise l'utilisation de la courbe Q3, pour les pieux battus préfabriqués, soit un facteur q_s de 120 kPa pour la valeur de pression limite nette équivalente Ménard du site ($p_l^* = 2,6$ MPa). Cette différence pourrait s'expliquer par le fait que le pieu est foncé

partiellement dans la couche de sable, que nous ne sommes pas sûrs d'avoir mobilisé la totalité du frottement latéral et que le pieu a été vibrofoncé et non battu. Pour le pieu vibrofoncé puis sur-battu, le facteur q_s est égal à 75 kPa, pour le même niveau de mesure.

Ne pouvant séparer dans la charge limite estimée avec la méthode de Chin (voir Borel & al., 2004), la charge reprise par le frottement latéral de celle reprise par la pointe du pieu, nous devons, pour pouvoir calculer la charge limite de frottement latéral Q_s et ensuite la charge limite de pointe Q_p , considérer que les figures 3.10 et 3.13 montrent que l'ensemble du frottement latéral est mobilisé à la charge maximale des essais : soit 1445 kN pour le pieu vibrofoncé et 1375 kN pour pieu vibrofoncé puis sur-battu. A partir des valeurs du frottement latéral unitaire mesurées (tableau 3.5), il est possible de calculer (Eq. 11) la charge limite de frottement latéral Q_s , pour les deux essais, selon la méthode pressiométrique.

$$Q_s = P \int_0^h q_s(z) dz \quad (11)$$

avec : P : périmètre du pieu,
 $q_s(z)$: frottement latéral unitaire limite à la cote z,
 h : hauteur où s'exerce le frottement.

Tableau 3.5 : Charge limite de frottement latéral

| Pieux | Tourbe q_s moyen (kPa) | Sable et Tourbe q_s moyen(kPa) | frottement latéral Q_s (kN) |
|-----------------|-----------------------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| Pieu sur-Battu | 30 | 75 | 285 |
| Pieu Vibrofoncé | 22 | 70 | 240 |

Suite aux essais de chargement statique, dans les sables et graviers de Monchy Saint-Eloi, la comparaison de la capacité portante de pieux en béton armé préfabriqué foncés par vibrofonçage et par vibrofonçage plus sur battage ne présente pas beaucoup de différence.

A partir de l'estimation de la charge limite avec la méthode de Chin (voir Borel & al., 2004) et de la charge limite de frottement latéral calculée (tableau 3.5) il sera possible de déterminer la charge limite de pointe et de facteur de portance correspondant (méthode pressiométrique).

2. 1. 5. Interprétation : comparaison des facteurs de portance

L'instrumentation des pieux et l'utilisation de la méthode de Chin (1970) permettent de connaître la répartition entre frottement latéral et résistance en pointe. Dans le cas général des pieux travaillant en compression, la charge limite total Q_u se décompose en une charge limite de frottement latéral Q_s et une charge limite de pointe Q_p :

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (12)$$

La charge limite de pointe pour la méthode pressiométrique est donnée par la formule :

$$Q_p = A k_p p_{le}^* \quad (13)$$

avec : A : section de la pointe,
 p_{le}^* : pression limite nette équivalente,
 k_p : facteur de portance.

Le tableau 3.6 présente les résultats des calculs (Eq. 13) pour une valeur de pression limite nette équivalente Ménard du site à 4 m de profondeur dans les sables et graviers de $p_l^* = 2,6$ MPa.

Tableau 3.6 : Charges limites et paramètre k_p

| Pieux | charge limite Q_u (kN) | frottement latéral Q_s (kN) | résistance en pointe Q_p (kN) | k_p |
|--|-----------------------------|----------------------------------|------------------------------------|-------|
| Pieu sur-Battu | 2100 | 285 | 1815 | 2,8 |
| Pieu Vibrofoncé | 1800 | 240 | 1560 | 2,4 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | <i>15</i> | <i>16</i> | <i>14</i> | |

facteur réducteur α : valeur vibrage = $(1 - \alpha) * \text{valeur battage}$

Sachant que le facteur de portance normatif pour la méthode pressiométrique est de 3,2 (voir figure 3.25 en paragraphe 2.2.5), pour une mise en œuvre avec refoulement du sol et pour un sable de type C, on note une différence de 13 % pour le pieu sur-battu et de 25 % pour le pieu vibrofoncé.

2. 1. 6. Conclusions

N'ayant pu atteindre la charge limite pour les deux essais que nous avons réalisés sur le site de Monchy Saint Eloi (Oise), nous avons estimé que la charge de fluage était égale à la charge du dernier palier, soit $Q_c = 1350$ kN. La valeur est la même pour les deux pieux (vibrofoncé et vibrofoncé puis sur-battu). En appliquant un coefficient minorant de 1/1,40 on déduit une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de $Q_N = 965$ kN, qui est supérieure à deux fois la charge prévue pour le projet.

Pour le pieu mis en œuvre uniquement par vibrofonçage, nous avons mesuré les tassements suivants en fonction des charges :

- $Q = 450$ kN, $s = 3,92$ mm
- $Q = 900$ kN, $s = 10,29$ mm (deux fois la charge du projet)
- $Q = 1350$ kN, $s = 22,00$ mm

Pour le pieu mis en œuvre par vibrofonçage et surbattage, nous avons mesuré les tassements suivants en fonction des charges :

- $Q = 450$ kN, $s = 4,74$ mm,
- $Q = 900$ kN, $s = 11,12$ mm,
- $Q = 1350$ kN, $s = 20,09$ mm,

Suite aux essais de chargement statique, dans les sables et graviers de Monchy Saint-Eloi, la comparaison de la capacité portante de pieux en béton armé préfabriqué foncés par vibrofonçage et par vibrofonçage plus sur-battage ne présente pas beaucoup de différence. La différence entre les deux charges limites ($Q_{uvib} = 1800$ kN et $Q_{uvib+bat} = 2100$ kN) est de 15 % supérieur pour le pieu sur battu (Rocher-Lacoste, 2008).

Les tableaux 3.7 et 3.8 récapitulent l'ensemble des charges et des paramètres caractéristiques de la campagne d'essais de Monchy Saint-Eloi. Il est difficile de conclure sur les valeurs du paramètre de portance car cet essai comparatif, avec des pieux en béton armé préfabriqués, est le premier que nous avons réalisé.

De même, nous sommes en présence d'un cas particulier où la charge limite est reprise à plus de 85 % par la pointe, pour des pieux courts (4 m de fiche).

Tableau 3.7 : Charges caractéristiques et tassement

| Type de pieu | charge limite Q_u (kN) | charge fluage Q_c (kN) | charge aux ELS Q_N (kN) | Rapport Q_u / Q_N | tassement sous Q_c (mm) |
|--|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------|------------------------------|
| Pieu sur-Battu | 2100 | 1350 | 965 | 2,18 | 20,09 |
| Pieu Vibrofoncé | 1800 | 1350 | 965 | 1,87 | 22,00 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | <i>15</i> | <i>0</i> | <i>0</i> | | |

facteur réducteur α : valeur vibrage = $(1 - \alpha) * \text{valeur battage}$

Tableau 3.8 : Charges limites et paramètres q_s , k_p et k_c

| Pieux | charge limite Q_u (kN) | frottement latéral Q_s (kN) | q_s moyen Tourbe (kPa) | q_s moyen Sable (kPa) | résistance en pointe Q_p (kN) | k_p |
|--|-----------------------------|----------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------------------------|-------|
| Pieu sur-Battu | 2100 | 285 | 30 | 75 | 1815 | 2,8 |
| Pieu Vibrofoncé | 1800 | 240 | 22 | 70 | 1560 | 2,4 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | <i>15</i> | <i>16</i> | <i>27</i> | <i>14</i> | <i>14</i> | |

facteur réducteur α : valeur vibrage = $(1 - \alpha) * \text{valeur battage}$

2. 2. Essais de MERVILLE

2. 2. 1. Introduction

Dans le cadre du programme de recherche IREX - LCPC - ArcelorMittal, il a été décidé de d'utiliser à nouveau le site de l'aérodrome de Merville, situé dans le nord de la France, pour réaliser des essais de chargement statique dans l'argile raide des Flandres (annexe 3.6) sur différents types de profilés (palplanches, pieux HP et tubes). Le terrain est plat et facile d'accès. Le terrain a été mis à disposition par la Chambre de Commerce et d'Industrie d'Armentières-Hazebrouck.

2. 2. 2. Matériels de mesure et programme

2. 2. 2. 1. Application de la charge

La figure 3.14 montre le dispositif de réaction conçu par le LCPC et le LRPC de Lille et mis en place par l'entreprise NORPAC. Il est composé d'un chevêtre métallique relié à l'aide de six barres DYWIDAG Ø 36mm à deux rideaux de réaction constitués par des palplanches type PU16 et AU16. Ce dispositif a été conçu pour reprendre en toute sécurité une charge limite à la traction de 3MN. Les charges ont été appliquées à l'aide d'un vérin de 3 MN et de 30 cm de course, alimenté par une pompe hydraulique (figure 3.2). Elles étaient contrôlées en simultané par un peson annulaire de 1500 kN ou de 2500 kN (suivant les essais) et par un manomètre de 0-600 bar, préalablement étalonnés. Une rotule était installée au-dessus du vérin afin d'éviter la transmission des moments de flexion.

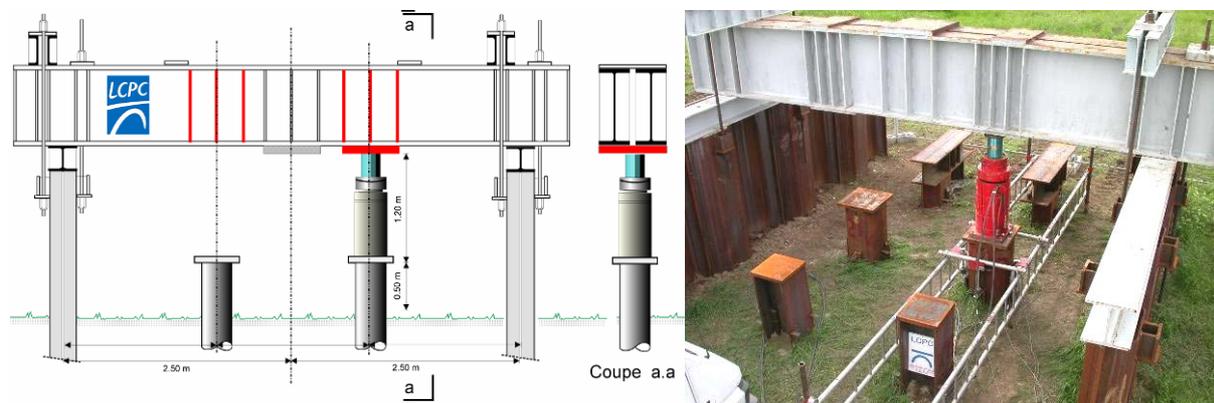


Figure 3.14. Schéma et photographie du massif de réaction et du dispositif de chargement statique de Merville

2. 2. 2. 2. Système de mesure

Les enfoncements verticaux de la tête du pieu ont été mesurés à l'aide de 4 comparateurs potentiométriques au 1/100^e mm (classe 0,5, course 150 mm), montés sur des bases de références fixes (figure 3.4).

Les mesures des raccourcissements unitaires Δ/l ont été effectuées à l'aide de deux chapelets d'extensomètres amovibles (figure 3.5) (Bustamante & Doix, 1991) délimitant de 7 à 10 tronçons de mesure, suivant le pieu étudié, et disposés au sein des tubes-logements qui ont été soudés le long des pieux comme indiqué sur les figures 3.15 et 3.16.

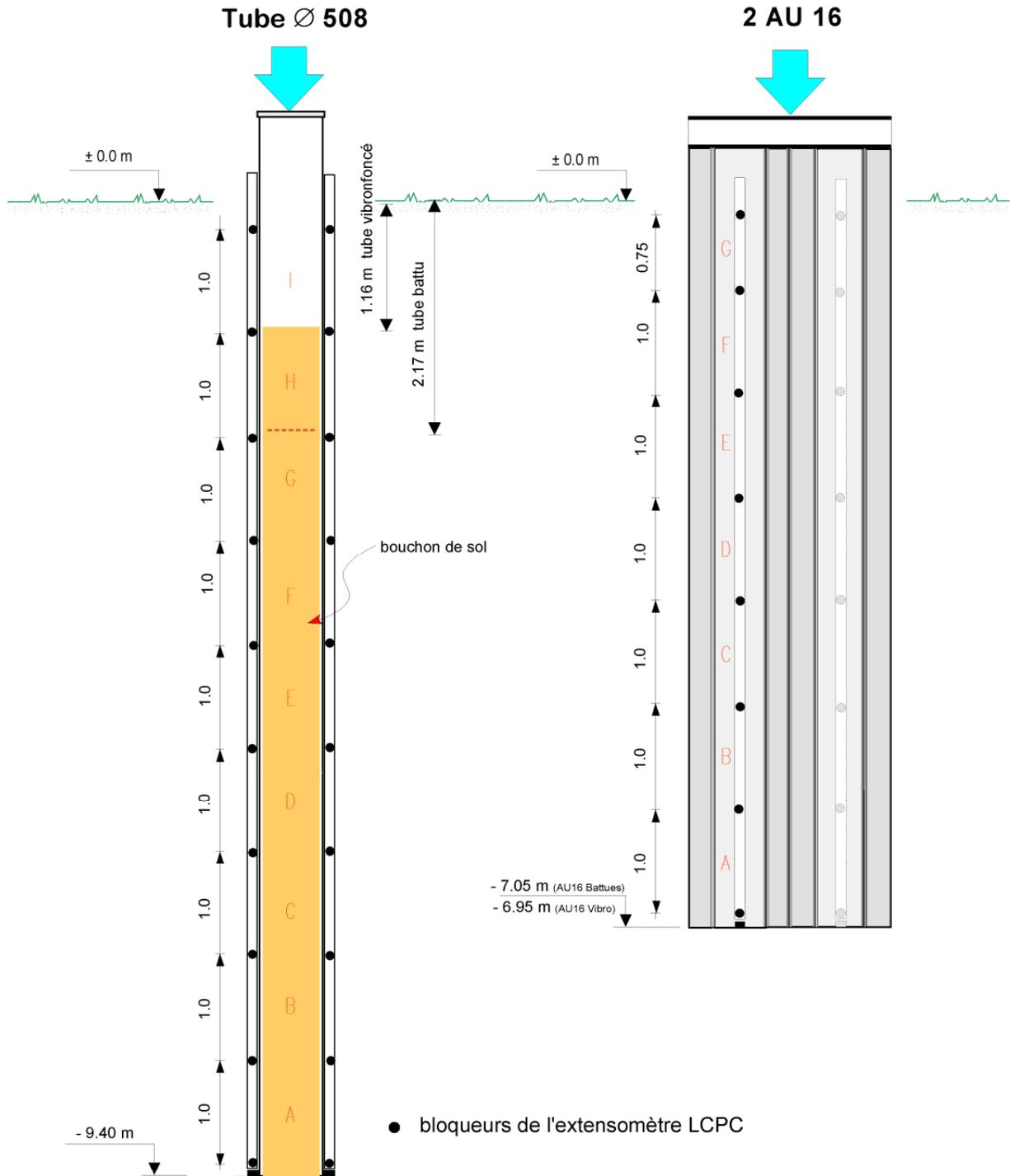


Figure 3.15. Disposition de l'extensomètre amovible des essais du projet National Vibrofonçage

Les mesures des enfoncements verticaux et des raccourcissements unitaires Δ/l ont été enregistrés en continu à l'aide d'une centrale automatique d'acquisition Vishay 5000 (figure 3.17), couplée à un ordinateur portable. Le pas d'acquisition était fonction du tassement observé pendant le palier. Le pas d'acquisition était de :

- une mesure toutes les 30 secondes pour les premiers paliers de chargement correspondant à des tassements faibles,
- une mesure toutes les 5 secondes en fin d'essai, pour des charges proches de la charge limite.

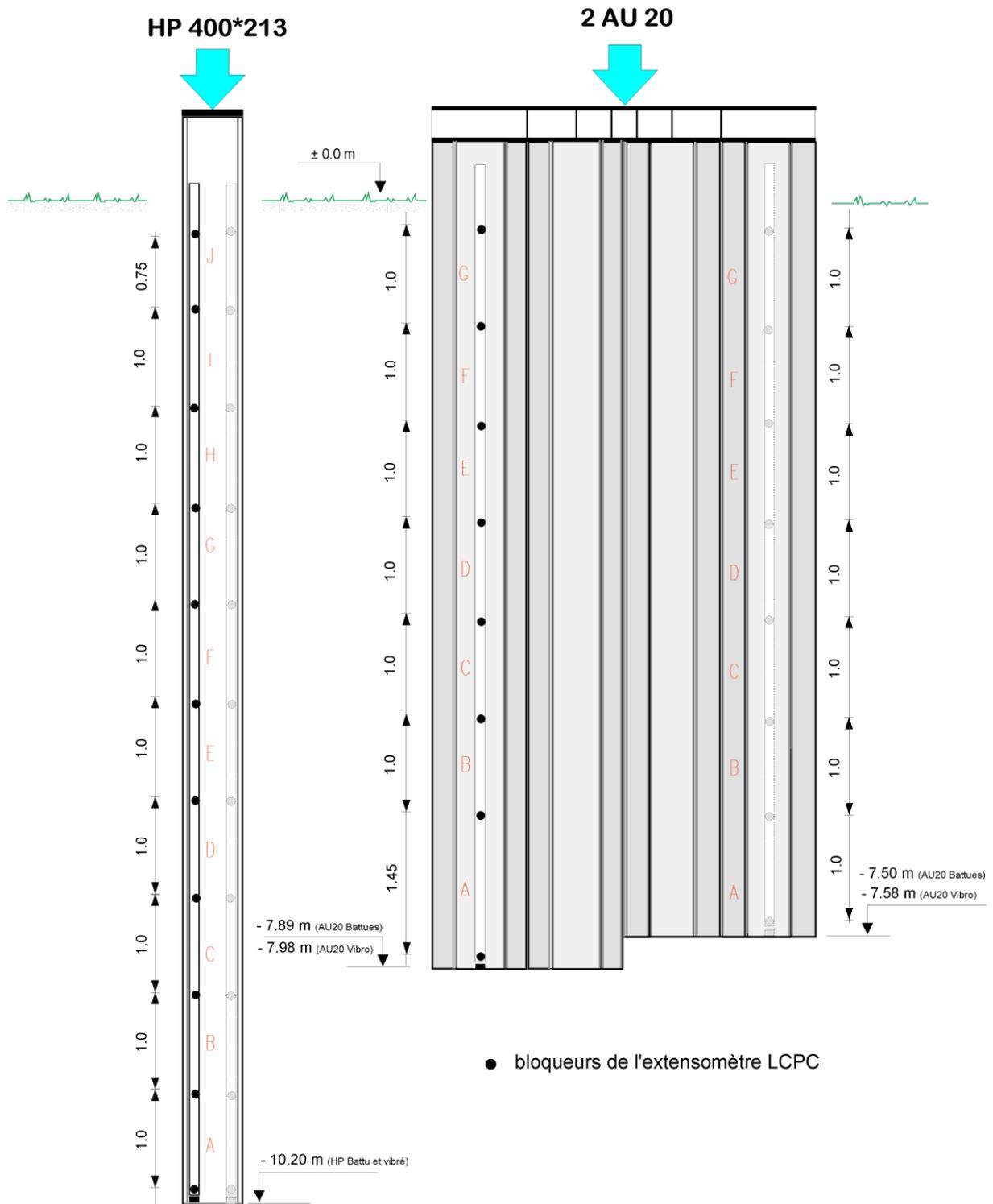


Figure 3.16. Disposition de l'extensomètre amovible des essais du projet ArcelorMittal.

2. 2. 2. 3. *Programme de chargement*

Les huit pieux ou groupe de pieux ont été testés conformément aux principes du Mode Opérateur des LPC (Méthodes n°34 et n°45). Le chargement a été appliqué par palier d'incrément constant avec pour but d'approcher la rupture vis-à-vis du sol, soit un déplacement de la tête du pieu supérieur ou égal à 10% de son diamètre en tête. Le tableau 3.9, ci-dessous, récapitule les dates d'essai ainsi que les délais de repos (ou temps de cicatrisation) entre la mise en place et le chargement.



Figure 3.17. Bureau et centrale d'acquisition

Tableau 3.9 : Dates importantes pour les essais de Merville

| Profilé | Date de mise en place | Date d'essai | Délais de repos (jours) |
|---------------------|-----------------------|--------------|-------------------------|
| AU 16 Battues | 3 avril 2003 | 20 mai 2003 | 47 |
| AU 16 Vibrofoncées | 2 avril 2003 | 21 mai 2003 | 49 |
| Tube 508 Battu | 7 avril 2003 | 22 mai 2003 | 45 |
| Tube 508 Vibrofoncé | 8 avril 2003 | 3 juin 2003 | 56 |
| HP Battu | 4 avril 2003 | 4 juin 2003 | 60 |
| HP Vibrofoncé | 3 avril 2003 | 5 juin 2003 | 62 |
| AU 20 Battues | 28 mars 2003 | 11 juin 2003 | 74 |
| AU 20 Vibrofoncées | 27 mars 2003 | 12 juin 2003 | 76 |

2. 2. 3. Essais de chargement

Les essais de chargement réalisés sur des profilés battus et vibrofoncés, ont permis de comparer les performances relatives de ces deux modes de mise en place dans un sol purement cohérent de l'Yprésien, à savoir l'argile des Flandres. Les détails du site sont présentés en annexe 3.6 et les essais de chargement sont présentés en annexe 4.

Les huit pieux ou groupe de pieux du Projet National vibrofonçage et du Projet ArcelorMittal sont :

- deux paires de palplanches AU16,
- deux tubes ouverts en acier,
- deux pieux HP 400*213,
- deux murs de deux paires de palplanches AU20.

Les caractéristiques techniques de ces profilés sont présentés en annexe 2. Ils ont été foncés avec un vibreur ICE 815 ou avec un marteau hydraulique IHC 70s (voir caractéristiques en annexe 1).

Les courbes de chargement obtenues pour les quatre séries d'essais comparatifs (8 essais en tout) sont présentées sur la figure 3.18. Les détails de l'interprétation des essais de la campagne de Merville sont détaillés profilé par profilé, en annexe 4. La série des pieux battus présente des performances plus élevées que la série des pieux vibrofoncés, avec des allures de ruptures différentes :

- les courbes des pieux battus présentent une rupture avec un pic caractéristique,
- les courbes des pieux vibrofoncés présentent une rupture progressive sans pic.

La synthèse des résultats des huit essais de chargement statiques sont présentés dans le tableau 3.10 : charge limite Q_u , charge reprise par le frottement latéral Q_s et charge reprise par la pointe Q_p .

Au moment de la rupture, il est très difficile voire impossible de maintenir la charge. Le vérin applique donc une charge inférieure (figure 3.18) qui continue à enfoncer le pieu jusqu'à atteindre la rupture vis-à-vis du sol. Les mesures, entre la charge maximale et l'enfoncement maximal, sont des valeurs prises toutes les 5 secondes par la centrale d'acquisition qui permettent d'enregistrer la totalité de la courbe enfoncement-charge après le rupture.

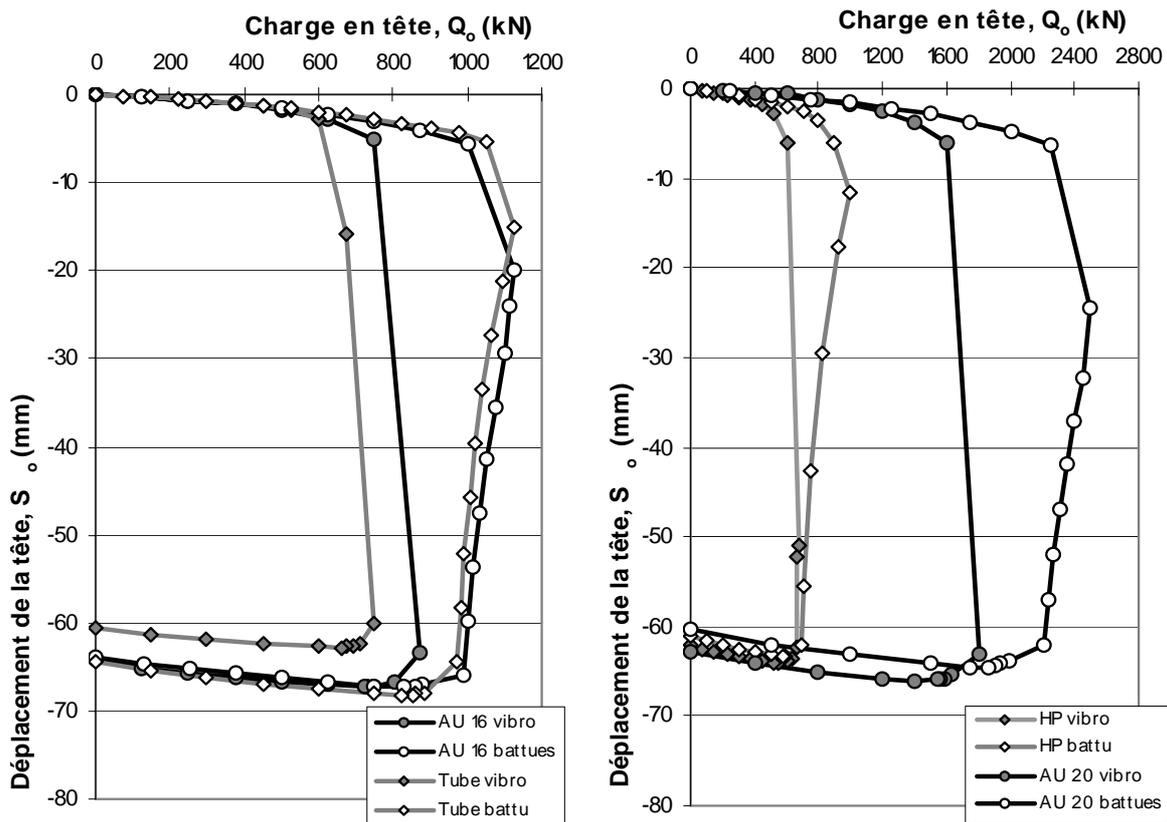


Figure 3.18. Courbe de chargement des différents profilés (Rocher-Lacoste et al., 2006)

Tableau 3.10 : Répartition de la charge limite entre le frottement latéral et la pointe en fonction du mode de mise en œuvre et par type de pieu

| | | Battu | | | Vibrofoncé | | |
|--------------|----|---------------------|---|--------------------------------|---------------------|---|--------------------------------|
| | | charge limite Q_u | charge reprise par frottement latéral Q_s | charge reprise en pointe Q_p | charge limite Q_u | charge reprise par frottement latéral Q_s | charge reprise en pointe Q_p |
| AU16 | kN | 1125 | 852 | 273 | 800 | 575 | 225 |
| | % | 100 | 76 | 24 | 100 | 72 | 28 |
| AU 20 | kN | 2500 | 1829 | 671 | 1700 | 1200 | 500 |
| | % | 100 | 73 | 27 | 100 | 71 | 29 |
| HP 400 x 213 | kN | 900 | 705 | 195 | 600 | 465 | 135 |
| | % | 100 | 78 | 22 | 100 | 78 | 22 |
| tube Ø 508 | kN | 1100 | 910 | 190 | 675 | 563 | 112 |
| | % | 100 | 83 | 17 | 100 | 83 | 17 |

Le tableau 3.11 et la figure 3. 19 présentent une synthèse des charges caractéristiques ainsi qu'une comparaison entre les deux modes de mise en oeuvre : vibrage et battage. Il y a une différence en moins de 30 à 40 % des charges limites Q_u , de fluage Q_c et aux ELS Q_N des pieux vibrofoncés vis à vis de pieux battus.

La charge aux ELS pour les combinaisons quasi-permanentes, Q_N est fonction de la charge critique de fluage Q_c (diagrammes en annexe 4) après application d'un coefficient minorant de 1/1,40 (fascicule 62 – titre V) : $Q_N = Q_c / 1,40$

Tableau 3.11 : Charges caractéristiques et tassement

| Type de pieu | charge limite Q_u (kN) | charge fluage Q_c (kN) | charge aux ELS Q_N (kN) | Rapport Q_u / Q_N | tassement sous Q_c (mm) |
|--|--------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------------|
| AU16 Battues | 1125 | 900 | 643 | 1,75 | 4,42 |
| AU16 Vibrofoncées | 800 | 625 | 446 | 1,79 | 2,92 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 29 | 31 | 31 | | |
| AU20 Battues | 2500 | 2000 | 1428 | 1,75 | 4,72 |
| AU20 Vibrofoncées | 1700 | 1400 | 1000 | 1,80 | 3,68 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 32 | 30 | 30 | | |
| HP Battu | 900 | 800 | 571 | 1,57 | 3,45 |
| HP Vibrofoncé | 600 | 500 | 358 | 1,67 | 2,52 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 33 | 37 | 37 | | |
| Tube 508 Battu | 1100 | 975 | 696 | 1,58 | 4,36 |
| Tube 508 Vibrofoncées | 675 | 550 | 393 | 1,72 | 2,09 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 39 | 44 | 44 | | |

facteur réducteur α : valeur vibrage = (1 - α) * valeur battage

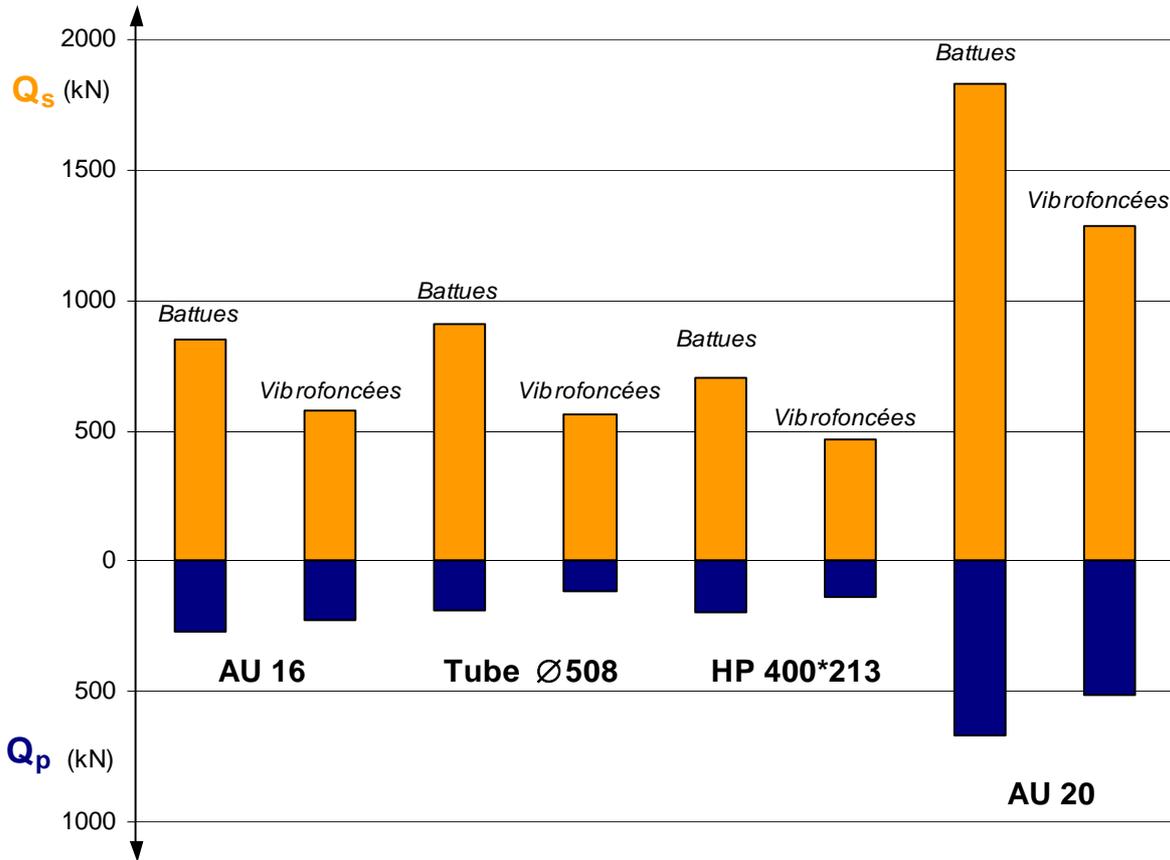


Figure 3.19. Répartitions de la charge de rupture entre Q_s et Q_p suivant le type de pieu.

Pour l'ensemble des pieux on constate que la charge est reprise majoritairement par le frottement latéral :

- entre 0 et 3 m, le frottement est négligeable q_s est égal à 2 kPa (sol médiocre) ;
- de 3 à 7 m, le frottement latéral moyen q_s mesuré pour la paire de palplanches AU 16 battue est de 45 kPa et de 34 kPa pour la paire vibrofoncée, soit une différence en moins de 35 % pour le vibrofonçage (figure 3.20) ;
- de 4 à 10 m, le frottement latéral moyen q_s mesuré pour le pieu HP 400*213 mm battu est de 50 kPa et de 35 kPa pour le HP vibrofoncé, soit une différence en moins de 30 % pour le vibrofonçage (figure 3.21) ;
- de 3 à 9 m, le frottement latéral moyen q_s mesuré pour le tube ouvert Ø 508 mm battu est de 67 kPa et de 42 kPa pour le tube vibrofoncé, soit une différence en moins de 35 % pour le vibrofonçage (figure 3.22) ;
- de 3 à 8 m, le frottement latéral moyen q_s mesuré pour les deux paires de palplanches AU 20 battues est de 50 kPa et de 32 kPa pour la paire vibrofoncée, soit une différence en moins de 35 % pour le vibrofonçage (figure 3.23).

Ces valeurs sont rappelées dans le tableau 3.12

Globalement, on note un comportement différent suivant que le pieu métallique soit mis en place par vibrofonçage ou battage. En effet, les courbes de chargement des pieux vibrofoncés présentent un comportement similaire jusqu'à la charge de fluage Q_c mais, par la suite, ont une portance globale inférieure de 30 à 40 % par rapport aux pieux battus.

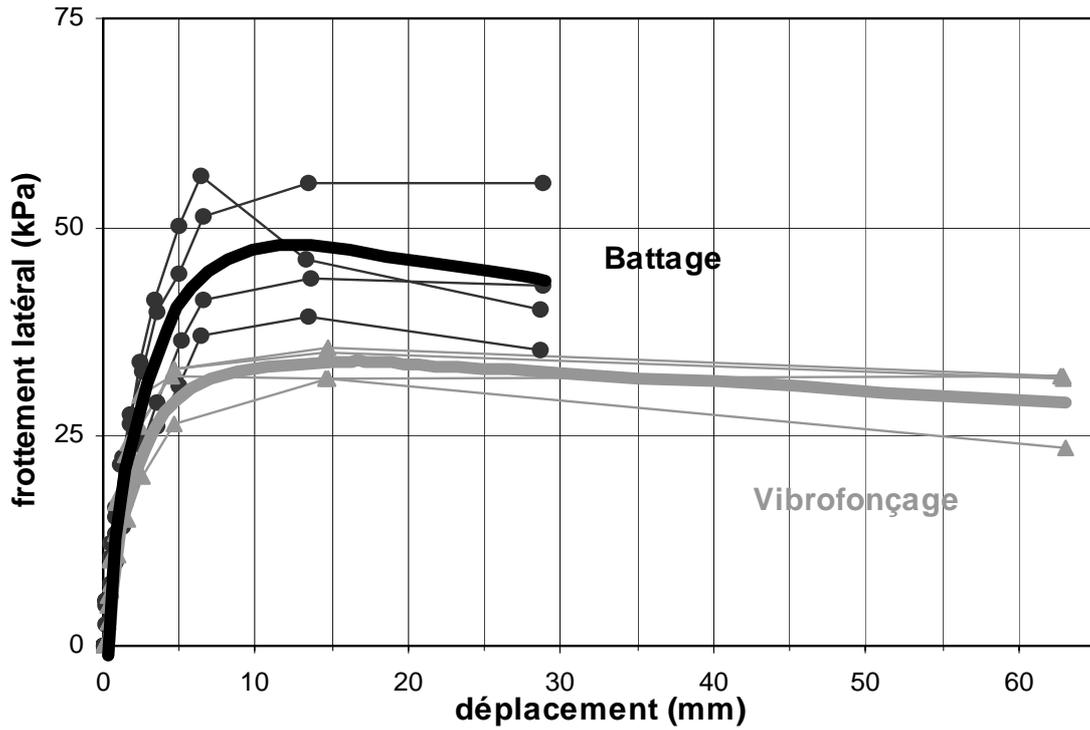


Figure 3.20. Courbes de mobilisation du frottement latéral, paire de palplanches AU 16, $z = 3$ à 7 m. (Rocher-Lacoste et al., 2004)

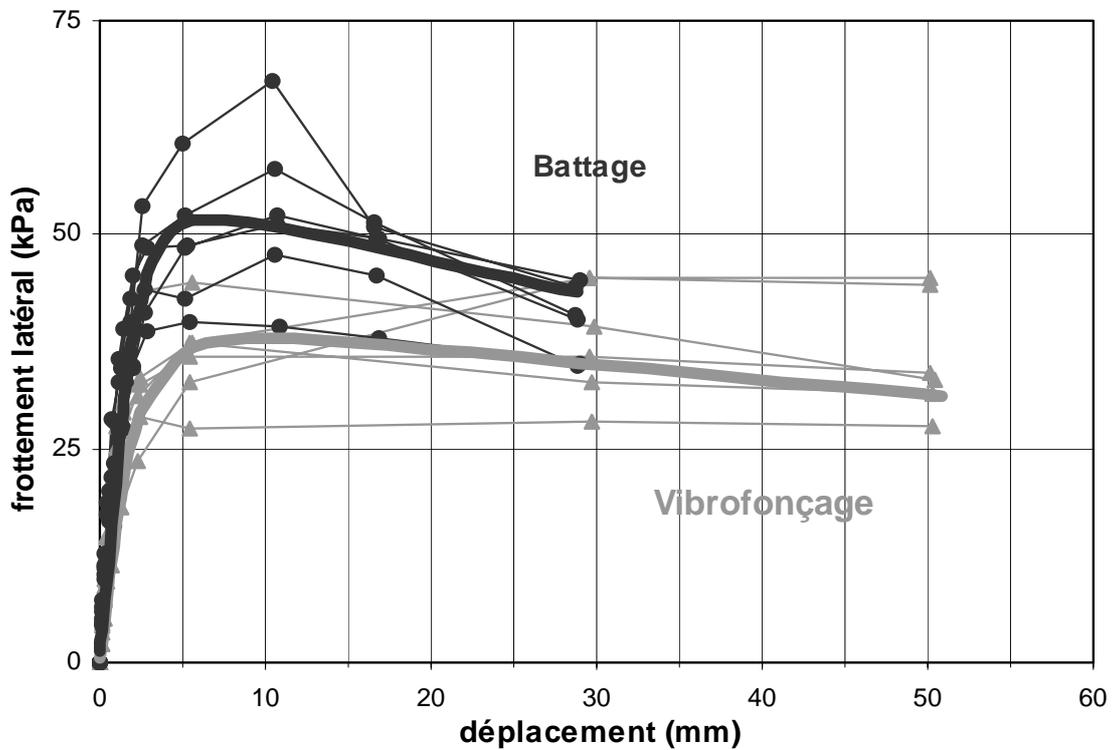


Figure 3.21. Courbes de mobilisation du frottement latéral, pieu HP 400*213, $z = 4$ à 10 m (Rocher-Lacoste et al., 2006).

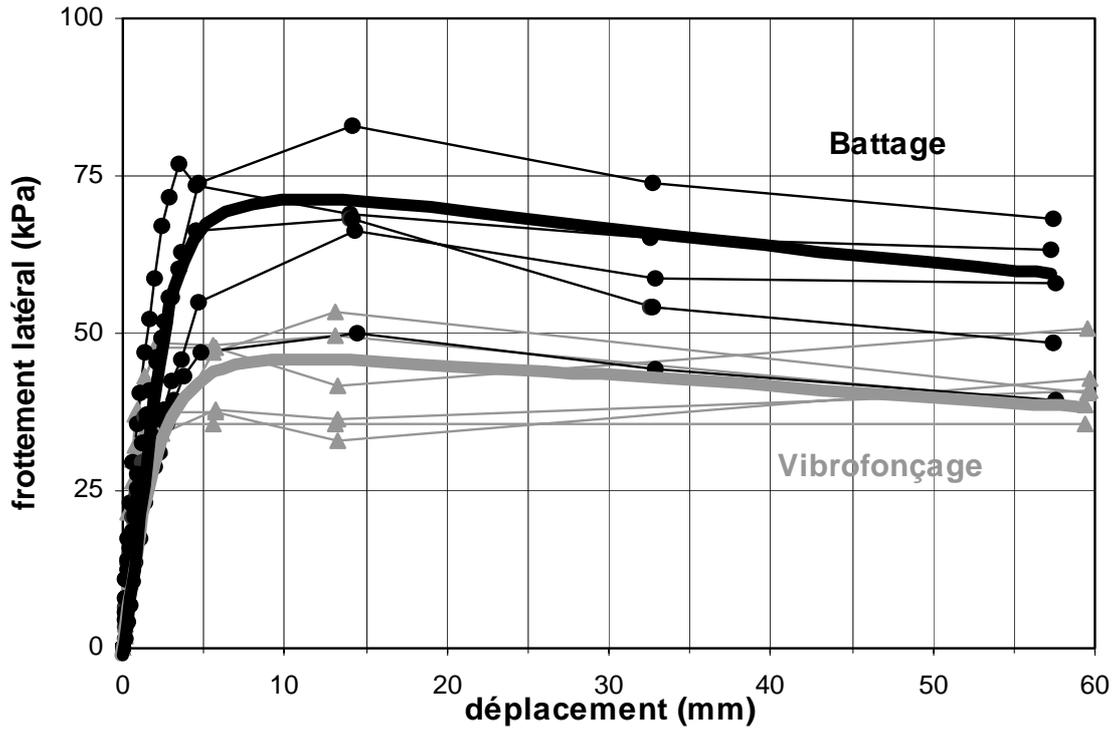


Figure 3.22. Courbes de mobilisation du frottement latéral, Tube Ø 580 mm, z = 3 à 9 m (Rocher-Lacoste et al., 2004).

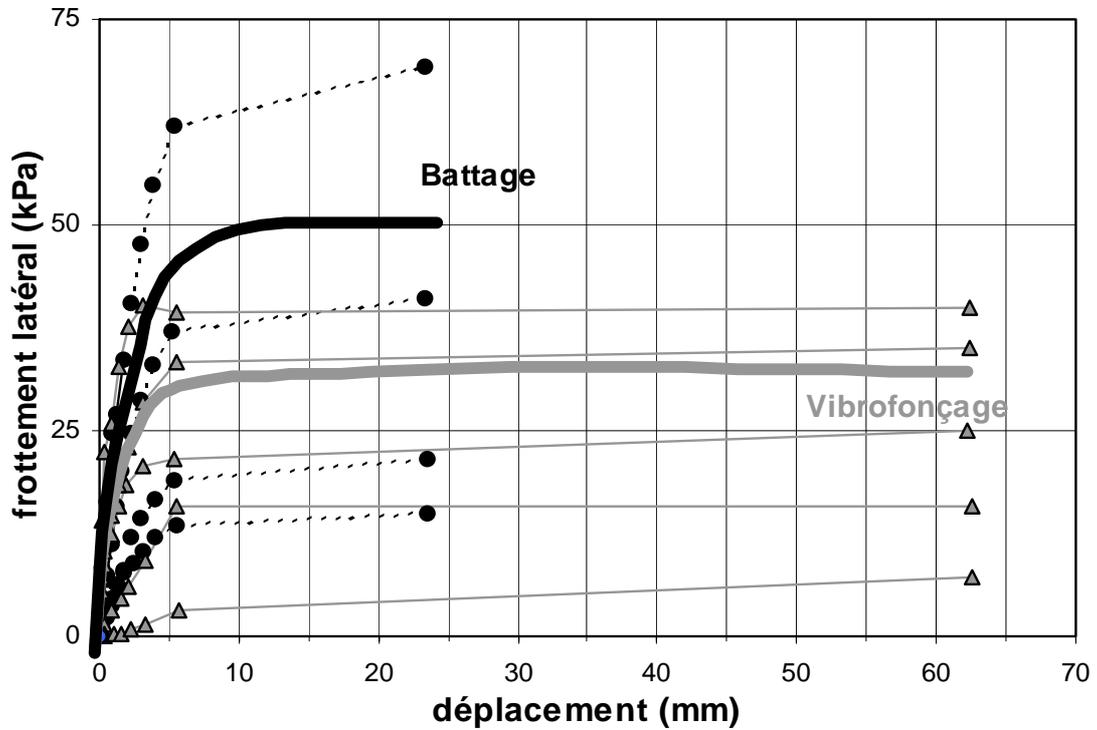


Figure 3.23. Courbes de mobilisation du frottement latéral, paires de palplanches AU 20, z = 3 à 8 m.

2. 2. 4. Interprétation : comparaison du frottement latéral unitaire

Les figures 3.20, 3.21, 3.22. et 3.23 comparent le frottement unitaire entre les pieux mis en oeuvre par battage et vibrofonçage pendant la campagne d'essais de Merville. La moyenne du frottement latéral unitaire dans l'argile des Flandres est pour les pieux vibrofoncés est inférieure de 30 à 35 % par rapport aux pieux battus Les résultats de cette campagne d'essais sont venus compétrer la base de données d'essais de pieux du LCPC (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008).

2. 2. 5. Interprétation : comparaison du facteurs de portance

Les essais de chargement réalisés lors de cette étude sur des pieux battus et vibrofoncés, permettent de comparer les performances relatives de ces deux modes de mise en place dans un sol purement cohérent.

L'instrumentation des profilés permet de connaître la distribution des efforts, et notamment la répartition entre frottement latéral et résistance en pointe (annexe 4), et de déterminer le frottement latéral unitaire moyen pour une argile des Flandres ainsi que les facteurs k_p et k_c . Ces facteurs, k_p et k_c , permettent de calculer respectivement la charge limite de pointe suivant la méthode pressiométrique et suivant la méthode du pénétromètre statique (Fascicule 62 - titre V, 1993).

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, la charge limite total Q_u se décompose en une charge limite de frottement latéral Q_s et une charge limite de pointe Q_p . (Eq. 12)

L'équation de la charge limite de pointe pour la méthode pressiométrique (Eq. 13) permet de calculer le facteur de portance pressiométrique k_p .

L'équation de la charge limite de pointe pour la méthode du pénétromètre statique (Eq. 14) permet de calculer le facteur de portance pénétrométrique k_c .

$$Q_p = A k_c q_{ce} \quad (14)$$

avec : A : section de la pointe,
 q_{ce} : résistance de pointe équivalente,
 k_c : facteur de portance.

Selon le Fascicule 62 - titre V (1993), la section de la pointe et le périmètre des pieux ouverts se calculent suivant les modèles de la figure 3.24.

Le Fascicule 62 - titre V (1993) fournit des valeurs normatives (figure 3.25) pour les deux facteurs de portance en fonction des types de sol et du mode de réalisation des fondations profondes. Selon les définitions du Fascicule 62 - titre V (1993), l'argile des Flandres est une argile de type B, c'est à dire une argile dite ferme. Les fonçages par battage et par vibrofoçage de pieux sont définis comme des mises en oeuvre avec refoulement du sol.

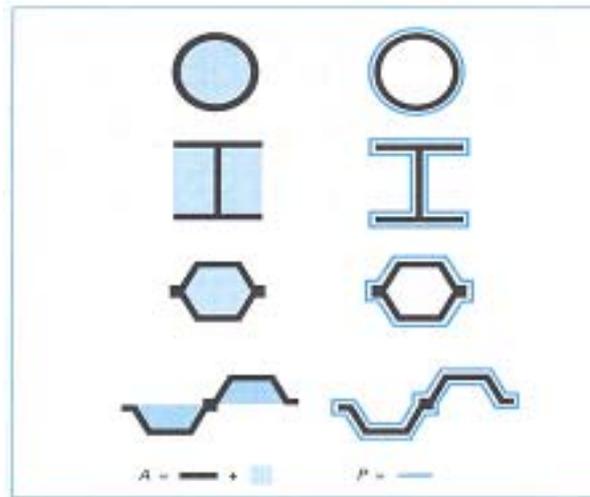


Figure 3.24. Section A et Périimètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base (Frank, 2003)

| Nature des terrains | | Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---------------------------|---|---|---|
| Argiles Limos | A | 1,1 | 1,4 |
| | B | 1,2 | 1,5 |
| | C | 1,3 | 1,6 |
| Sables Graves | A | 1,0 | 4,2 |
| | B | 1,1 | 3,7 |
| | C | 1,2 | 3,2 |
| Craies | A | 1,1 | 1,6 |
| | B | 1,4 | 2,2 |
| | C | 1,8 | 2,6 |
| Marnes Marno-calcaires | | 1,8 | 2,6 |
| Roches altérées (1) | | 1,1 à 1,8 | 1,8 à 3,2 |

(1) La valeur de k_p pour ces formations est prise égale à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerné s'apparente le plus. Le calcul proposé ici n'affranchit, en aucun cas, d'avoir recours aux méthodes spécifiques de la mécanique des roches.

| Nature des terrains | | Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---------------------|---|---|---|
| Argiles. Limos | A | 0,40 | 0,55 |
| | B | | |
| | C | | |
| Sables. Graves | A | 0,15 | 0,50 |
| | B | | |
| | C | | |
| Craies | A | 0,20 | 0,30 |
| | B | 0,30 | 0,45 |

Figure 3.25. Valeurs normatives des facteurs de portance k_p et k_c (Frank, 2003)

Tableau 3.12 : Valeurs en pointe : méthodes pressiométrique et pénétrométrique (Borel et Reiffsteck, 2006)

| Type de pieu | Pression limite P_1 (MPa) | Résistance en pointe q_c (MPa) |
|-----------------|-----------------------------|----------------------------------|
| Palplanche AU16 | 1,1 | 2,2 |
| Tube Ø508 mm | 1,2 | 2,5 |
| Pieu HP 400*213 | 1,25 | 3,0 |
| Palplanche AU20 | 1,1 | 2,5 |

Pour essayer d'avoir un œil critique sur les facteurs de portance normatifs (figure 3.25), nous avons calculé, en fonction des résultats expérimentaux, des données de sol (tableau 3.12) et des caractéristiques des pieux (annexe 2) les facteurs de portance expérimentaux (Eq. 13 et 14). Les résultats sont présentés dans le tableau 3.13.

Il est ensuite possible de déterminer des facteurs de portance moyen pour chacun des deux types de mise en œuvre, dans une argile de type B, en faisant une moyenne arithmétique :

- pour la méthode pressiométrique :
 $k_p = 0,95$ pour les pieux battus
 $k_p = 0,68$ pour les pieux vibrofoncés

- pour la méthode du pénétromètre statique :
 $k_c = 0,43$ pour les pieux battus
 $k_c = 0,31$ pour les pieux vibrofoncés

Sachant que le facteur de portance normatif pour une agile de type B (figures 3.25 et 6.3.14) pour la méthode pressiométrique est de 1,5 on note une différence avec les valeurs déduites des essais sur le site de Merville de 37 % pour les pieux battus et de 55 % pour les pieux vibrofoncés.

Sachant que le facteur de portance normatif pour un élément mis en œuvre avec refoulement du sol dans de l'argile (figures 3.25 et 6.3.14) pour la méthode du pénétromètre statique est de 0,55 on note une différence avec les valeurs déduites des essais de 22 % pour les pieux battus et de 44 % pour les pieux vibrofoncés.

Tableau 3.13 : Charges limites et paramètres q_s , k_p et k_c

| Pieux | charge limite Q_u (kN) | frottement latéral Q_s (kN) | q_s moyen (kPa) | résistance en pointe Q_p (kN) | k_p | k_c |
|--|-----------------------------|----------------------------------|----------------------|------------------------------------|-------|-------|
| AU16 Battues | 1125 | 852 | 45 | 273 | 0,93 | 0,46 |
| AU16 Vibrofoncées | 800 | 575 | 34 | 225 | 0,76 | 0,38 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 29 | 33 | | 8 | | |
| Tube 508 Battu | 1100 | 910 | 67 | 190 | 0,76 | 0,36 |
| Tube 508 Vibrofoncé | 675 | 563 | 42 | 112 | 0,45 | 0,22 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 39 | 38 | | 42 | | |
| HP Battu | 900 | 705 | 50 | 195 | 1,06 | 0,44 |
| HP Vibrofoncé | 600 | 465 | 35 | 135 | 0,73 | 0,31 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 33 | 40 | | 31 | | |
| AU20 Battues | 2500 | 1829 | 50 | 671 | 1,03 | 0,46 |
| AU20 Vibrofoncées | 1700 | 1200 | 32 | 500 | 0,77 | 0,34 |
| <i>facteur réducteur α (%)</i> | 32 | 35 | | 7 | | |

facteur réducteur α : valeur vibrage = $(1 - \alpha) * \text{valeur battage}$

2. 2. 6. Conclusions

La base de données d'essais de chargement en compression et en traction, en vraie grandeur, compte 574 essais qui couvrent l'ensemble des techniques de réalisation des fondations profondes (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008). L'objet de ce rapport est la comparaison des capacités portantes entre les pieux foncés par battage et par vibrage et plus particulièrement des éléments métalliques ouverts (tube, palplanche et pieu HP). Nous avons extrait de la base de données ces types de profilés pour les sols argileux auxquels nous avons associés les profilés mis en œuvre dans les sables. Ce qui ne représente plus que 17 essais.

La figure 3.26 illustre la relation entre le frottement latéral unitaire limite et la pression limite Ménard en fonction des différents types de profilés (tube, palplanche et pieu HP), du mode de mise en œuvre (battage et vibrofonçage) et des types sols (argile et sable). Les courbes du Fascicule 62 - titre V (1993) et celles proposées par Bustamante (2006) sont également représentées pour montrer la répartition des valeurs mesurées par rapport à ces courbes.

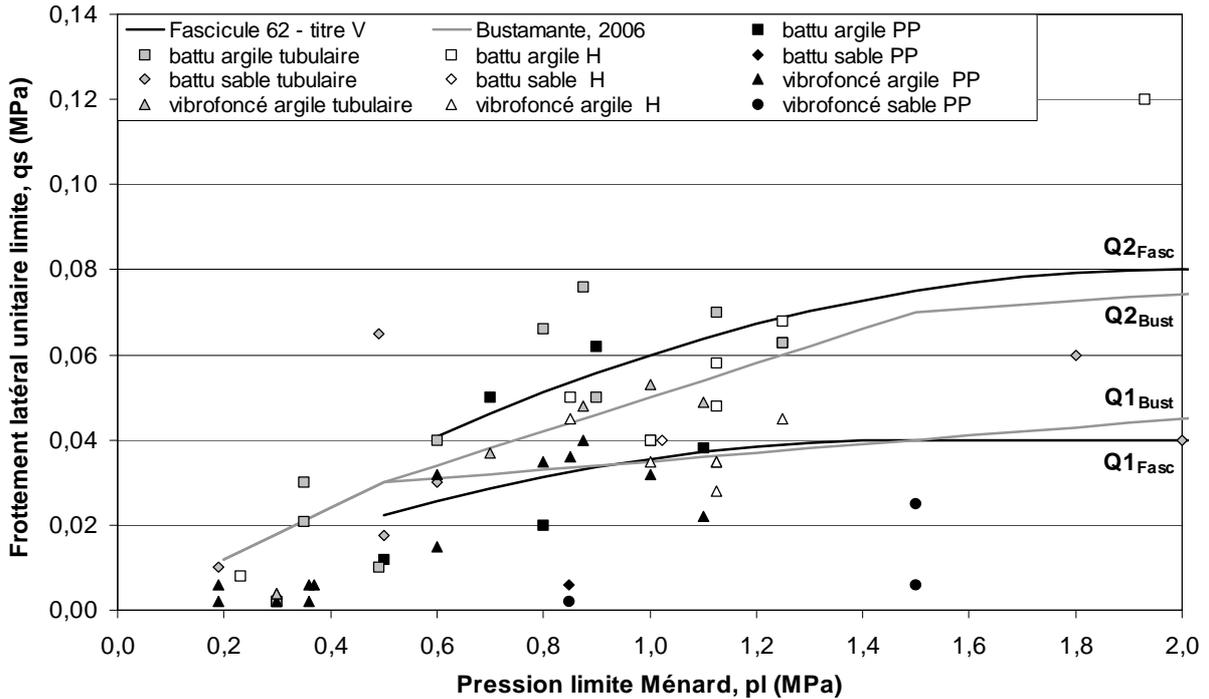


Figure 3.26. Frottement latéral unitaire limite en fonction de la pression limite Ménard, (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008)

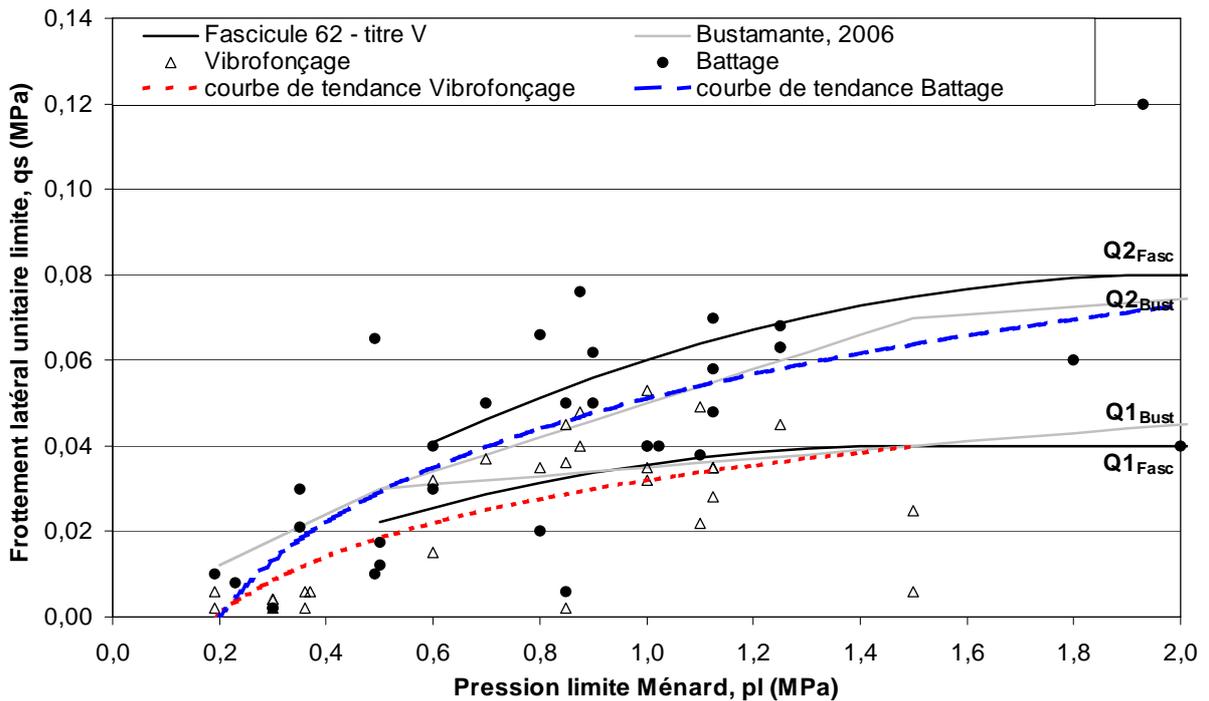


Figure 3.27. Frottement latéral unitaire limite des pieux métalliques ouverts battus et vibrofoncés en fonction de la pression limite Ménard, (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008)

Une analyse comparée du nuage de points peut se faire en séparant les points provenant des pieux battus et des pieux vibrofoncés. Pour cela la figure 3.26 est simplifiée en ne laissant apparaître que ces deux groupes (figure 3.27) : vibrofonçage et battage, sans distinguer le type de profilé et de sol. Des nouvelles courbes de tendance sont ainsi tracées. Il est donc possible de comparer ces deux nouvelles courbes avec celles du Fascicule 62 - titre V (1993) et avec les propositions de Bustamante (2006). La courbe de tendance pour les profilés vibrofoncés

métalliques ouverts (tube, palplanche et pieu HP) est proche de la courbe Q1 du Fascicule 62 - titre V (1993) pour les sables et les argiles. La courbe de tendance pour les profilés battus métalliques ouverts est proche de la courbe Q2 de Bustamante (2006). Le Fascicule 62 - titre V (1993) est le document de référence pour calculer la capacité portante des fondations profondes. Ainsi, le calcul de la capacité portante des pieux métalliques ouverts pourrait se faire en utilisant la courbe Q1 pour les pieux foncés par vibrofonçage et en utilisant la courbe Q2 pour les pieux battus, tant pour les sables et les argiles.

Pour essayer de mieux comprendre les différentes valeurs des facteurs de portance et donner une légitimité à cette analyse, la figure 3.28 présente le nuage de points de la base de données d'essais de pieux du LCPC (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008), pour le facteur k_p en fonction de la pression limite Ménard, uniquement pour les éléments métalliques ouverts (tube, palplanche et pieu HP) dans l'argile et le sable. Cette analyse comprend 34 résultats exploitables qui se répartissent en 27 points pour le fonçage par battage et 7 pour le fonçage par vibrage. Tous les points ne sont pas visibles sur la figure pour deux raisons : certains points sont superposés et d'autres sont en dehors des échelles de la figure. De même, il y a plus de points que dans l'analyse du frottement latéral, car cette valeur de k_p ont été obtenues en déterminant la charge limite de pointe : soit en la déduisant du frottement latéral pour les essais instrumentés ; soit en faisant la différence entre un essai chargement statique de compression et un essai de traction pour les essais anciens, qui n'étaient pas instrumentés et ou il n'a pas été impossible de déterminer le frottement latéral unitaire q_s .

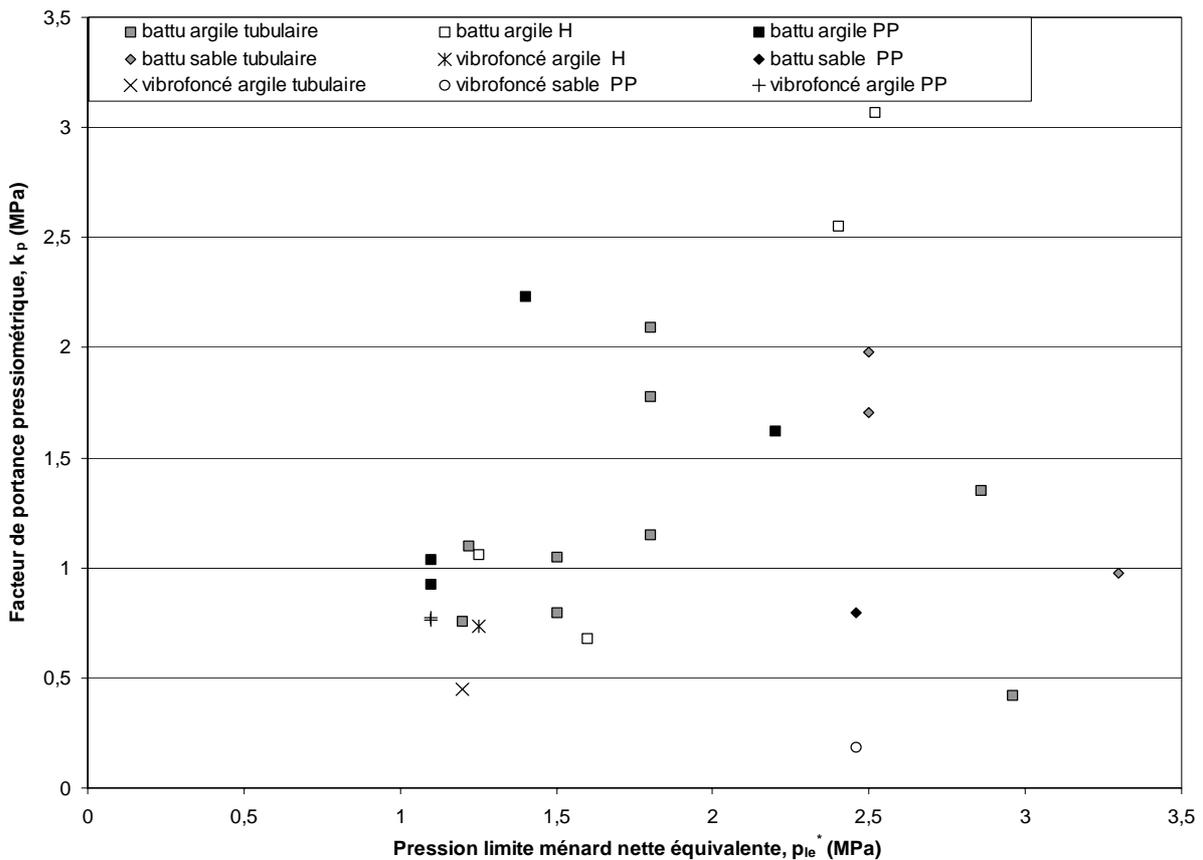


Figure 3.28. Facteur k_p en fonction de la pression limite Ménard (Rocher-Lacoste, Dudouyt et al., 2008)

La base de donnée manque encore de points, avec seulement 7 points en vibrofonçage il n'est pas possible de donner des valeurs moyennes pour chaque type de pieux dans deux types de sol en fonction de la pression limite Ménard.

3. SYNTHÈSE ET RECOMMANDATIONS

Les résultats expérimentaux concernant des comparaisons de capacité portante entre les pieux foncés par vibration et par battage sont rares. Le tableau 3.14 regroupe les données du tableau 3.3 et résultats présentés dans ce rapport. On observe une certaine hétérogénéité des résultats. Mais globalement, les pieux vibrofoncés ont une capacité portante ultime plus faible que celles des pieux battus. Il est donc préférable de faire des essais de chargement statique en cas d'utilisation du vibrofonçage pour réaliser des fondations d'ouvrages sensibles.

Tableau 3.14 : La résistance ultime des pieux foncés par vibration par rapport à celle des pieux foncés par battage (Rocher-Lacoste et al. 2008)

| Auteurs | Nombre de pieux | Type de pieux | Sol | Comparaison de la résistance ultime en % | | |
|--|-----------------|--|---|--|---|---|
| | | | | R _c Capacité portante ultime | R _s Frottement latéral ultime | R _b Résistance en pointe ultime |
| Paunescu et Mateescu (1970) | 8 | Béton préfabriqué | pointe dans un sable graveleux | + 25 à + 40% | | |
| Mazurkiewicz (1975) | 11 | Béton préfabriqué | Sable Sable limoneux Sable argileux | - 40. % | | |
| Braaker (1986) | > 20 | Pieux acier et Palplanches | Sable lâche et sable moyen | -10 à - 30 % | | |
| Briaud et al. (1990) | 6 | Pieux H | Sable lâche | égal | + 75 % | - 75 % |
| Mosher (1990) | 12 | Béton préfabriqué | Sable moyennement compact | - 30 % | - 20 % | - 35 % |
| Mosher (1990) | 10 | Béton préfabriqué | Sable dense & argile | - 15 à - 50 % | - 50 - 55 % | - 10 à - 70 % |
| Rollins (2001) | 40 | Tube acier ouvert | Sable dense | - 35 à - 55 % | - 15 à - 75 % | - 35 à - 50 % |
| Borel & al. (2002) | 2 | Palplanche | Marnes et caillasses | - 35 % | - 20 % | - 75 % |
| Borel & al. (2002) | 2 | Caisson de palplanches | Graves compactes | - 25 % | - 25 % | |
| Lammertz & al. (2006) | 2 | Tube acier ouvert | Sable moyennement compact | + 10 % | | |
| Lammertz & al. (2006) | 6 | Tube acier ouvert | Sable dense | 0 à - 10 % | | |
| Rocher-Lacoste & al. (2004) Rocher-Lacoste & al. (2006) | 8 | Palplanches, pieux HP et Tube acier ouvert | Argile raide | - 30 à - 40 % | - 35 à - 40 % | - 20 à - 50 % |
| Rocher-Lacoste & al. (2008) | 2 | Béton préfabriqué | Sable | - 15 % | - 16 % | - 14 % |

Les principales conclusions concernant la comparaison des capacités portantes des pieux mis en œuvre par battage et par vibrage sont :

- la capacité portante ultime R_c varie de +40 % à -55 % pour les pieux foncés par vibrage vis à vis des pieux foncés par battage,
- le frottement latéral ultime R_s varie de +75 % à -75 % pour les pieux foncés par vibrage,
- la résistance en pointe ultime, est réduite de 10 % à 75 % pour les pieux foncés par vibrage.

Le calcul de la capacité portante des profilés métalliques ouverts (tube, palplanche et pieu HP), dans les sables et les argiles, pourrait se faire en utilisant, pour la méthode dite « pressiométrique » :

- la courbe Q1, du Fascicule 62 - titre V (1993), pour les pieux foncés par vibrage,
- la courbe Q2, pour les pieux battus.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le côté jusqu'alors obscur de la Force a été éclairé il y a trois siècles par un Maître jedi qui s'appelait Newton et qui vivait à Londres...

Henri Gonin (2006)

A partir d'expérimentations en vraie grandeur, aussi bien sur des chantiers expérimentaux (Verberie, Limelette et Merville) que sur des chantiers réels (Vesoul, Fréjus et Monchy Saint-Eloi) et de modélisations bi- et tri-dimensionnelles de la propagation dans le sol des ondes créées par le vibrofonçages de profilés, ce rapport propose des conclusions qui permettent de mieux comprendre les phénomènes liés à cette technique.

Les plaintes pour nuisances acoustiques sont nombreuses. Une bonne connaissance des niveaux et des puissances acoustiques des matériels de fonçage par battage et par vibrage est nécessaire pour réduire cette nuisance et rendre le chantier le plus furtif possible. L'analyse des cinq expérimentations en vraie grandeur pendant le fonçage de palplanches, de pieux H et de pieux en béton armé préfabriqués montre que le battage (marteau et trépideur) est plus bruyant que le vibrofonçage.

Pour l'ensemble des mesures, la puissance acoustique pour le battage a varié de 128 dB(A) à 130 dB(A). La dispersion est faible mais nous avons peu de mesures. La puissance acoustique pour le fonçage par vibrage a varié de 108 dB(A) à 126 dB(A), soit une différence entre le minimum et le maximum de 18 dB(A). Pour mieux maîtriser et comprendre cette dispersion de la puissance acoustique, des mesures complémentaires devront être réalisées sur un maximum de chantiers avec des vibrateurs et des pieux différents avec plusieurs sonomètres.

De plus, l'expérimentation au Centre Scientifique et Technique de la Construction de Limelette (Belgique) a montré que le fait de positionner les pinces du vibrateur suivant l'axe neutre a une influence positive sur la diminution du bruit émis pendant le vibrofonçage d'une paire de palplanche. Elle a aussi mis en évidence l'importance de la fréquence et de l'amplitude, sans que nous puissions vraiment en tirer une conclusion générale.

Le fonçage, par battage et par vibrofonçage, induit dans le sol des ondes. Elles sont observées à la surface sous forme de vibrations transitoires (cas du battage) ou continues et périodiques (cas du vibrofonçage) et peuvent être plus ou moins dommageables pour sur le bâti existant avoisinant.

Les résultats des expérimentations en vraie grandeur montrent que les vitesses particulières des ondes engendrées par le vibrofonçage de pieux, s'amortissent rapidement dans le sol. A une distance comprise entre 5 m et 10 m de la source, constituée par le vibrateur et le pieu, les vitesses particulières sont souvent en dessous des seuils réglementaires et normatifs. Cette observation peut avoir une grande implication pratique lorsqu'un ouvrage sensible se trouve à une distance critique de la source.

La connaissance du contexte géotechnique du site dans lequel on doit réaliser du fonçage par vibrage peut permettre de prédire les variations des vitesses particulières. Les changements lithologiques provoquent souvent des augmentations de la vitesse particulière.

La bonne similitude des résultats entre les simulations 2D et 3D par éléments finis pour l'étude de la propagation des ondes par vibrofonçage dans le sol montre qu'il n'est pas nécessaire de faire une étude en trois dimensions, coûteuse en temps de calcul et en espace mémoire, pour avoir les mêmes résultats. La modélisation 2D donne en effet assez aisément des informations sur la propagation des ondes dans le sol. Il subsiste toutefois des incertitudes et des calages sont nécessaires. L'introduction de l'amortissement dans le modèle numérique (formulation de Rayleigh) a permis de s'approcher de la réalité. On peut regretter l'absence de mesures expérimentales à une distance supérieure à 15 m, pour les essais de Merville, qui auraient permis de mieux définir les coefficients d'amortissement.

La modélisation en 3D a permis de mettre en évidence une propagation ovoïde et non circulaire des ondes induites dans le sol par le fonçage par vibration de palplanches. Une question subsiste sur la direction du grand axe de cet ovoïde qui pourrait être dû au maillage, ou bien à la forme particulière des palplanches.

Globalement, la modélisation donne des résultats satisfaisants pour de faibles enfoncements qui représentent la majorité des travaux urbains, mais nous n'avons étudié qu'un site et deux types de pieux.

Pour prolonger cette étude, il serait possible de faire une modélisation en divisant l'espace en deux : une zone près du pieu qui aurait une loi de comportement viscoplastique pour mieux considérer les effets de fonçage et une zone plus lointaine qui aurait une loi de comportement viscoélastique. A partir des constats expérimentaux et numériques, la séparation en deux zones se ferait à environ 5 mètres du pieu.

De plus, il serait également possible d'étudier l'interaction sol/structure et structure/air en couplant la modélisation de la propagation des ondes induites par battage ou vibrofonçage, du sol à la structure, puis de la structure à l'environnement aérien. Une meilleure compréhension du passage de la vibration « solidienne » (des éléments solides) à l'onde acoustique permettrait d'agir pour diminuer les nuisances et par conséquent les plaintes des riverains.

Peu de règles de calcul de vérification de la portance des pieux prennent en compte la spécificité du fonçage par vibration, cette technique est le plus souvent assimilée à du fonçage par battage. Cependant, les bureaux d'études recommandent de procéder à un sur-battage du pieu après l'avoir vibrofoncé. Ce rapport propose de calculer le terme de frottement latéral de la capacité portante pour les profilés métalliques ouverts (tube, palplanche et pieu HP) vibrofoncés, sans sur-battage, dans les sables et les argiles, en utilisant, pour la méthode dite « pressiométrique » (Fascicule 62 - titre V (1993)) :

- la courbe Q1, pour les pieux foncés par vibration,
- la courbe Q2, pour les pieux battus.

Pour le terme de pointe, une diminution de 50 % du facteur de portance utilisé pour le battage semble un bon compromis.

La base de données d'essais de chargement en compression et en traction, en vraie grandeur, compte, à ce jour, 574 essais qui couvrent l'ensemble des techniques de réalisation des fondations profondes. Avant d'introduire les pieux vibrofoncés dans les règles de calcul françaises, il serait souhaitable de pouvoir faire d'autres comparaisons avec les pieux battus.

BIBLIOGRAPHIE

La théorie du battage des pieux suppose celle de la chute des corps graves ; elle embrasse les connaissances pour évaluer quel est le choc d'une masse qui tombe d'une hauteur donnée ...

J. P. Douliot (1828)

1. LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

Aki K., Larner K.L. (1970) Surface Motion of a Layered Medium Having an Irregular Interface due to Incident Plane SH Waves, *J. Geophys. Res.*, 75, pp. 1921-1941.

Akle E. (2006) Nuisances à l'environnement liées au fonçage de pieux et palplanches, Stage de fin d'études INSA Strasbourg sous la tutelle de J.G. SIEFFERT et G. REBOUL (SNCF)

Akle E., Rocher-Lacoste F. (2006) Vibrations de chantier : point sur la normalisation, 2ième Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, TRANSVIB 2006, 21-22 septembre, Paris, pp. 331-342.

Al Abdeh R. (2005) Etude des vibrations induites dans le sol par le battage et le vibrofonçage de pieux, Thèse de doctorat de l'Université de Lille.

Aochi H., Seyedi M., Douglas J., Foerster E., Modaressi H. (2005) A complete BIEM-FDM-FEM simulation of an earthquake scenario, General Assembly of the European Geosciences Union.

Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C. (2000) Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment : measurements, analysis and effects on buildings and occupants, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, N° 5, pp. 371-387.

Athanasopoulos G.A., Pelekis P.C., Anagnostopoulos G.A. (2000) Effect of soil stiffness in the attenuation of Rayleigh-wave motions from field measurements, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 19, N° 4, pp. 277-288.

Barkan D.D. (1963) Méthodes de vibration dans la construction, Dunod, Paris. (French translation of original in Russian ""Vibrometod V Stroiteljstve"", 1960)."

Barnoud F. (1992) Reconnaissance pour la réalisation d'une zone d'activité (ZA) sur la commune de Verberie, GEOTEC S.A.

Bélicor B. (1750) Architecture hydraulique, Paris, p. 560.

Berglund, B., Lindvall, T., Schwela, D. (1999) Guidelines for Community Noise. World Health Organization.

Bernhard R.K., (1967) Fluidization phenomena in soils during vibro-compaction and vibro-pile-driving and -pulling, US Army Cold Regions Research and Engineering, Hanover, USA.

Bohlen T., Saenger E. H. (2006) Accuracy of heterogeneous staggered-grid finite-difference modeling of rayleigh waves: *Geophysics*, 71, pp. 109-115.

Boittin R. (2002) DV Construction - Suppression du PN. 186 à la Riche (37) - Mesure de bruit, Note technique du LRPC de Blois.

Borel S., Guillaume D., Po S. & Vergobbi P. (2001) Pratique internationale du Vibrofonçage - Résultats d'une enquête auprès de la profession, Rapport du PN Vibrofonçage, LC/00/VBR/03

Borel S., Bustamante M., Gianceselli L. (2002) Two comparative field studies of the bearing capacity of vibratory and impact driven sheet piles, Proceedings of the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-La-Neuve, Belgium, September.

Borel S., Gianceselli L., Durat D., Vaillant P., Barbot L., Marsset B., Lijour P. (2002) Full-scale behaviour of vibratory driven piles in Montoir, Proceedings of the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-La-Neuve, Belgium, September.

Borel S., Bustamante M., Gianceselli L. (2004) An appraisal of the Chin method based on 50 instrumented pile tests. Ground Engineering, January, pp 22 - 25.

Borel S., Bustamante M., Rocher-Lacoste F. (2006) The comparative bearing capacity of vibratory and impact driven piles, 2ième Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, TRANSVIB 2006, 21-22 septembre, Paris, pp. 277-284.

Borel S., Reiffsteck Ph. (2006) Caractérisation de la déformation des sols au moyen d'essais en place, GT 81 – Géotechnique et risques naturels, Edition du LCPC, ISBN 2-7208-2470-4.

Braaker, H. (1986) : Ramgeräteneinfluss auf die Tragfähigkeit, Beitrage Pfahlgründungen Symposium, 12 - 13 Maerz, Darmstadt, pp.27-30.

Briaud J.L., Coyle H.M., Tucker L. (1990) Axial response of three vibratory and three impact-driven H piles in sand, Modern geotechnical methods : instrumentation and vibratory hammers, TRR n° 1277, pp. 136-147.

Brüel et Kjaer entreprise (2000) Bruit de l'environnement.

Brunier Dr., Galtier-Boissière Dr.(1924) Larousse médical illustré, Paris ;

Bustamante M., Doix B. (1991) A new model of LCP removable extensometer. Proceeding 4th international conference on piling and deep foundation, Stresa, 7 - 12 April, ed. Balkema.

Bustamante M., Gianceselli L. (2006) Règles de calcul de la portance des pieux aux ELU : méthode pressiométrique, Symposium international sur les états limites ultimes des ouvrages géotechniques, ELU-ULS 2006, 23-25 août, Marne la vallée, pp 109-118.

de Carvalho G., Gress J.C. (2003) Rapport d'étude géotechnique et hydrogéologique, Aménagement du croisement RN7/RD4, Hydro-géotechnique sud-est.

Chaillat S., Bonnet M., Semblat J-F, A Fast (2007) Multipole Method formulation for 3D elastodynamics in the frequency domain, C.R. Mécanique, 335, no. 11, pp. 714-719.

Chin F.K. (1970) Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure, Proc. 2nd Southeast Asian Conf. on Soil Engineering, pp. 81-90.

CSTC-WTCB-BBRI (2003) Report DE 641x294, requested by ProfilArbed s.a. Groupe Arcelor, Monitoring of the installation of 11 instrumented sheet piles.

Cundall P.-A., Hart R. (1993) Numerical modelling of discontinua. In J.A. Hudson, (ed.), *Comprehensive Rock Engineering (2)*: pp 231-243. Oxford: Pergamon Press Ltd.

Dangla P. (1988) A plane strain soil-structure interaction model. *Earthquake Engineering and structural Dynamics*, 16, pp. 1115-1128.

Davisson M.T. (1970) BRD vibratory driving formula, *Foundation Facts*, volume VI, N°1, pp. 9-11.

De Cock F., Legrand, C. (1997) Design of axially loaded piles - European practice, *Proceedings ERTC3 seminar design of axially loaded piles*, Brussels Balkema, p 377, ISBN 90-5410873-8.

DELTA Palplanche (1998) *Le journal de la palplanche*, 1er semestre, ProfilARBED.

Douliot J.P. (1828) *Cours élémentaire, théorique et pratique de construction, seconde partie, charpente en bois*, Paris, Ed. Carilian-Goeury, p. 274.

Faccioli E., Maggio F., Quarteroni A., Tagliani, A. (1996) Spectral Domain Decomposition Methods for the Solution of Acoustic and Elastic Wave Equations, *Geophysics*, 61, pp. 1160-1174.

Frank R. (2003) *Calcul des fondations superficielles et profondes*, Presses de l'ENPC, ISBN 2-85978-311-3, p. 141.

Feng Z. (1997) Bearing capacity and load deformation characteristics of vibratory driven piles, Ph.D thesis, Purdue University, USA, 184 pages.

Feng Z., Deschamps R.J. (2000) A study of the factors influencing the penetration and capacity of vibratory driven piles, *Soils and Foundations*, vol. 40, n°3, pp. 43-54.

Ferber V. & Abraham O. (2003), *Apport des méthodes sismiques pour la détermination des modules élastiques initiaux : application au site expérimental de Merville*.

Foucault A., Raoult J.-F. (1988) *Dictionnaire de géologie*, 3ème édition, ISBN 2-225-81480-5, Masson.

Glinsky -Olivier N., M. Benjemaa, S. Piperno, J. Virieux, (2006) A finite-volume method for the 2D seismic wave propagation, *European Geophysical Union General Assembly*, Vienna, Austria, April 2-7.

Glotov N.M., Luga A.A., Silin K.S., Zavriev K.C. (1975) *Svajnye fundamenty (fondations sur pieux)*, éditions Transport, Moscou, 432 pages (en russe).

Gonin H. (1985) Rapport général sur la pénétrabilité et le fonçage des pieux, *International Symposium on penetrability and drivability of piles*, 10 August, San Francisco, pp. 25-32.

Gonin H.(2006) Forces, déformations et vitesses particulières en battage et en vibrofonçage, 2^{ème} Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, TRANSVIB 2006, 21-22 septembre, Paris, pp. 15-30.

Gonin H., Holeyman A., Rocher-Lacoste F. (2006) TRANSVIB 2006 : Acte du Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, publié par le LCPC, ISBN 2-7208-2466-6, 400 p.

Guide technique Vibrofonçage 2006, Recommandation du projet national Vibrofonçage, Presse des Ponts et Chaussées, ISBN 2-85978-423-3, 382 p.

Heckman W.S., Hagelij D.J. (1978) Vibrations associated with pile driving, Journal of Construction Division, Vol. 104, N° 4, pp. 385-394.

Holeyman A. (2002) Soil behaviour under vibratory driving - Keynote Lecture. Proceedings of the International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-La-Neuve, Belgium, September, pp.3-20.

Holeyman A., Vanden Berghe J.-F., Charue, N. (2002) Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Balkema Publishers, ISBN 90 5809 521 5, 233 p.

Humbert P., Fezans G., Dubouchet A., Remaud D. (2005) CESAR-LCPC, un progiciel de calcul dédié au génie civil, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 256-257.

ICE (2008) Spécifications techniques des vibrateurs hydrauliques.

IHC (2008) Spécifications techniques des marteaux hydrauliques.

Jombert C.A. (1768) Dictionnaire portatif de l'ingénieur et de l'artilleur, Paris, p. 744.

Kruizinga J.H. (1997) Haal op die hei ! – Pull up that ram!, Buijten & Schipperheijn Publishers, ISBN 90 6064 423 9, 70 p.

Lammertz P., Richwien W. (2006) Bearing capacity of open ended steel pipe piles vibrated in sand. Proceeding 2nd international symposium on vibratory pile driving and deep soil vibratory compaction, Paris, 21 - 22 September. pp. 295-304, ISBN 2-7208-2466-6.

Liao, W.I., Teng, T.J., Yeh, C.S. (2004) A series solution and numerical technique for wave diffraction by a three-dimensional canyon, Wave Motion, 39, pp. 129-142.

Loftus W.F. (1997) Some comments about United States practice of design of axially loaded piles, Proceedings ERTC3 seminar design of axially loaded piles, Brussels, pp. 21-24, ISBN 90-5410873-8.

Mazurkiewicz B.K. (1975) Influence of vibration of piles on their bearing capacity, Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Gdansk.

Mériel B., Bonhomme B. (1997) Le bruit de chantier, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées - n° 208, pp. 87-98.

Méthode d'essai LPC N° 34 (2001) Mesures des déformations à l'aide de l'extensomètre amovible LPC, LCPC, p.17.

Méthode d'essai LPC N° 45 (1996) Recommandations pour la préparation pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC, LCPC, p.12.

Mosher R.L. (1990) Axial capacity of vibratory-driven piles versus impact-driven piles, Modern geotechnical methods: instrumentation and vibratory hammers, TRR n° 1277, pp. 128-135.

Paunescu M., Mateescu T. (1970) Study of behaviour of piles thrust into soil by means of vibratory equipment, Proceeding to Seminar on Piles of the Institute of Civil Engineers, London, paper 11, pp. 121-125.

Perrin J.M. (2002) Etude de sol, Suppression du PN 214 à Vesoul, Géotec S.A.

Ramshaw C.L., Selby A.R., Bettess P. (1997) Computation of the transmission of waves from pile driving, Civil Engineering, Proc. of the conference on ground dynamics and manmade processes, London, volume 1, pp. 239-246.

Ramshaw C.L., Selby A.R., Bettess P. (1998) Computed ground waves due to piling. Proceeding of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. ASCE, Geotechnical special publication No. 75, vol. 2. Seattle - Etats-Unis, p. 1484-95.

Rocher-Lacoste F., Borel S., Gianceselli L., Po S. (2004), Comparative and performances of impact and vibratory driven in stiff clay, International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and liquefaction Phenomena, Bochum, Germany, ISBN 90 5809 620 3, pp 533-540.

Rocher-Lacoste F., Ben Romdhane A., Semblat J.F. (2005) Etude des vibrations dans le sol pendant la mise en œuvre par vibrage de palplanches dans l'argile des Flandres, Symposium International sur la géotechnique dans les villes, Lille 10-11 Octobre.

Rocher-Lacoste F., Bourdouxhe M.P. (2006) Comparison behaviour during installation and static loading test performances of eight impact and vibratory driven piles in stiff clay, XIIIème Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana (Slovénie), 29-31 mai 2006, pp 487-492.

Rocher-Lacoste F., Braham A., Semblat J.F. (2006) Modélisation de la propagation des ondes en cours de vibrofonçage, 2ième Symposium International sur le Vibrofonçage et la Vibrocompaction, TRANSVIB 2006, 21-22 septembre, Paris, pp. 373-385.

Rocher-Lacoste F., Sieffert J.-G. (2007), Vibrations induced by vibratory pile driving, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, ICEGE 2007, 25-28 June, Thessalonique.

Rocher-Lacoste F., Dudouyt F., Reiffsteck Ph. (2008) Rapport interne du LCPC : Analyse de la base d'essais de pieux de la division MSRGI pour actualiser la méthode de calcul française des fondations profondes.

Rocher-Lacoste F., Lasseret M., Saule R. (2008) Comparative behaviour and performance of vibratory and impact driven piles, FOUNDATIONS - Proceedings of the 2nd British Geotechnical Association International Conference on Foundations, ICOF 2008, Dundee - UK, volume 1, pp. 617-626, ISBN 978-1-84806-050-0.

Rocher-Lacoste F., Lenti L., Lasseret M., Saule R. (2008) Comparative vibration behaviour of vibratory and impact driven prefabricated concrete piles, Proceedings of the 8th International Conference on the Application of the Stress Wave Theory to Piles, 8-10 September, Lisbon - Portugal, pp. 577-582, ISBN 978-1-58603-909-7.

Rollins P.B. (2001) Predicting the ultimate axial resistance of single driven piles, Ph.D. of the University of Austin, Texas.

Schiappa F., Patricio J. (2001) Vibrações ambientes – critérios de danos e de incomodidade – actualidade e perspectivas futuras, TecniAcustica, La Rioja.

Schmid W.E., (1969) Driving resistance and bearing capacity of vibro driven model piles, American Society of Testing and Materials Special Technical Publication 444, pp. 362-375.

Scorianz C. (2007) Reconnaissance de sol complémentaire, Station d'épuration de Monchy Saint-Eloi, Rapport 07.2.1037/2, Rincent BTP.

Sieffert J.G., Rocher-Lacoste F. (2007), Vibratory pile-driving analysis of measures and countermeasures with BRAXUUS, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, ICEGE 2007, 25-28 June, Thessalonique.

Semblat J.F. (1997) Rheological interpretation of Rayleigh Damping, Journal of Sound and vibration n°206 (5), pp 741-744.

Semblat J.F. (2008) Modeling seismic wave propagation in 1D/2D/3D linear and nonlinear media, 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), 1-6 October, Goa – India.

Semblat J.F., Pecker A. (2009) Waves and vibrations in soils, Earthquakes, traffic, shocks, construction works, Editor IUSSPRESS, ISBN 978-88-6198-030-3.

TESPA (1995) Technical European Sheet Piling Association, Mise en œuvre des palplanches en acier - Edition 2007 - ArcelorMittal.

US Corps of Engineers (1991) Design of pile foundations, Engineer manual 1110-2-2906.

Van Alboom, Whenham V. (2003) Soil investigation campaign at Limelette (Belgium): Results. Proceeding of the Symposium on screw piles in sand - design & recent developments, May 7th 2003, Brussels

Wolf J.P. (2003) The scaled boundary finite element method, Wiley, Chichester, UK.

2. NORMES ET RECOMMANDATIONS

AS 2187.2, DR 04062 : Explosives - Storage, transport and use, Part 2: Use of explosives. (2004)

BS 5228 Noise and vibration control on construction and open sites
Part 4 : Code of practice for noise and vibration control applicable to piling operations (1997)

BS 7385 Evaluation and measurement for vibration in buildings
Part 2 : Guide to damage levels from ground-borne vibration (1993)

Circulaire du 23 juillet 1986 relative aux vibrations mécaniques émises dans l'environnement par les installations classées pour la protection de l'environnement

Circulaire n°97-110 du 12 décembre 1997 relative à la prise en compte du bruit dans la construction de routes nouvelles ou l'aménagement de routes existantes du réseau national.

Circular No.7 dated 29th August of 1997 (Vibrations admissibles au niveau des fondations d'une structure dans des zones minières) Inde.

DIN 4150-3 Erschütterungen im Bauwesen
Teil 3 : Einwirkungen auf bauliche Anlagen (1999)

DTU 13.2 Fondations profondes

ENV1993-5 : Calcul des structures en acier, Partie 5 : Pieux et palplanches, Annexe C : Mouvements du sol associés aux pieux et palplanches (2002)

Fascicule 62 - titre V (1993) Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

NF EN ISO 3744 : Détermination des niveaux de puissance acoustique émis par les sources de bruit à partir de la pression acoustique.

NF EN 996/A2 : Prescriptions de sécurité – Matériel de battage.

NF S31-110 : Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Grandeurs fondamentales et méthodes générales d'évaluation

NF S31-010 : Caractérisation et mesurage des bruits de l'environnement - Méthodes particulières de mesurage

NP2074, Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares (1983)

PAN50 : Annexe D, Control of Blasting at Surface Mineral Working. 2000.

PN-83/B-02482 : Foundations. Bearing capacity of piles and pile foundations.

SN 640312 : Erschütterungseinwirkungen auf Bauwerke, 1978

SNIP II-B.5-67 : Svajnye fundamenty, Normy proektirovaniya (fondations sur pieux, Norme pour la réalisation des projets), GosStroj SSSR (1968).

SS 460 48 66 : Vibrationer och stöt, Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader (1991)

UNE 22-381 : Control de vibraciones producidas por voladuras (1993)

UNI9916 : Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici. (1991)

USBM RI8507, Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting (1980)

ANNEXES

Le vin est la plus saine et la plus
hygiénique des boissons.

Louis Pasteur

1. ANNEXE : CARACTERISTIQUES DU MATERIEL

1.1. Sonomètre

Deux types de sonomètre ont été utilisés pour l'acquisition acoustique pour l'ensemble des sites de mesures :

- Sonomètre ACLAN, type SGD 80 (figure 6.1.1a),
- Sonomètre EXTECH instruments, model 407764 (figure 6.1.1b).



Figure 6.1.1.a. Sonomètre à aiguille



Figure 6.1.1b. Sonomètre digital

1.2. Géophones

Il s'agit de 4 boîtiers triaxiaux 3D (figure 6.1.2) de marque Geo Space contenant chacun 3 géophones placés suivant les 3 axes et de sensibilité 4 Hz, pour les sites de Verberie, Vesoul, Monchy Saint-Eloi et Limelette.



Figure 6.1.2. Boîtier de géophones 3D

1. 3. Systèmes d'acquisition sismique

L'unité d'acquisition est du type Cityshark 2 (figure 6.1.3) pour les sites de Verberie, Vesoul, Monchy Saint-Eloi et Limelette. Le système d'acquisition effectue une numérisation du signal sortant du capteur et enregistre celui-ci sur une carte mémoire Compact Flash



Figure 6.1.3. Boîtier d'acquisition

1. 4. Système d'acquisition de Merville

Lors du fonçage par vibration, on a procédé à l'enregistrement en continu des paramètres suivants :

- les contraintes et les accélérations en tête (système standard PDA de chez TNO),
- la profondeur de fiche (capteur potentiomètre à fil),
- la force de retenue exercée par la grue (manille instrumentée de 50 000 kg),
- les vibrations transmises dans le sol (Input/Output SM-6),
- la pression d'huile et la puissance transmise au vibreur.

Trois géophones triaxiaux ont été mobilisés (figure 6.1.4) pour effectuer les mesures de vibrations sur le sol. Ils ont été respectivement placés à 5, 10 et 15 m de l'axe de la paire de palplanches en direction du nord-ouest.



Figure 6.1.4. Accéléromètre & jauges de contrainte, capteur potentiomètre, manille, géophones 3 D

L'enregistrement des données a été effectué par un programme d'acquisition, développé sous LabView, qui recevait les données de la carte d'acquisition (32 canaux, type NI6071E de National Instruments). Ce système a été élaboré par Fugro France.

1. 5. Vibrateurs

1. 5. 1. Vibrateur ICE

Un vibrateur ICE 416 a été utilisé sur les sites de Vesoul et de Monchy, un ICE 216 à Verberie, un ICE 36RF-ts à Limelette et un ICE 815 à Merville avec une masse additionnelle de 4 tonnes. Les caractéristiques des vibrateurs ainsi que celles des groupes hydrauliques associés sont présentées dans les tableaux suivants :

Tableau 6.1.1 : Caractéristiques techniques des vibateurs ICE

Vibrateurs à fréquence standard



Caractéristiques techniques

| Modèle | | 216 | 416L | 416 | 3220 |
|--------------------------------|-------|--------------|------------------|------------------|------------------|
| Moment excentrique | kgm | 11.5 | 23 | 23 | 32 |
| Force centrifuge max | kN | 325 | 645 | 645 | 1400 |
| Fréquence max | t/mn | 1600 | 1600 | 1600 | 2000 |
| Amplitude max sans pince | mm | 21 | 19.5 | 18 | 16.5 |
| Amplitude max avec pince | mm | 16 | 16 | 13 | 13 |
| Force de traction statique max | kN | 240 | 360 | 400 | 400 |
| Puissance hydraulique max | kW/CV | 108/146 | 193/262 | 193/262 | 277/377 |
| Pression de service max | bar | 170 | 340 | 340 | 340 |
| Débit hydraulique max | l/min | 380 | 340 | 340 | 490 |
| Masse vibrante sans pince | kg | 1100 | 2350 | 2500 | 3850 |
| Masse vibrante avec pince | kg | 1480 | 2840 | 2990 | 4950 |
| Masse totale sans pince | kg | 1690 | 3900 | 5070 | 6150 |
| Masse totale avec pince | kg | 2070 | 4390 | 5490 | 7250 |
| Masse complète avec flexibles | kg | 2320 | 4740 | 5840 | 7750 |
| Pince à palplanches | | 45TU | 100TU | 100TU | 160TU |
| Pinces à tubes | | 2 x 40TC | 2 x 81TC | 2 x 81TC | 2 x 81TC |
| Géométrie | | | | | |
| A | mm | 1590 | 2650 | 2650 | 2665 |
| B | mm | 400 | 485 | 485 | 895 |
| C | mm | 305 | 340 | 340 | 457 |
| D | mm | 1755 | 1560 | 1960 | 2130 |
| E | mm | 275 | 515 | 515 | 668 |
| F | mm | 2030 | 2075 | 2475 | 2798 |
| Centrale hydraulique | | 175PP | 335 PP/RF | 335 PP/RF | 525 PP/RF |
| Flexibles hydrauliques | | | | | |
| Longueur | m | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Masse | kg | 250 | 350 | 350 | 450 |

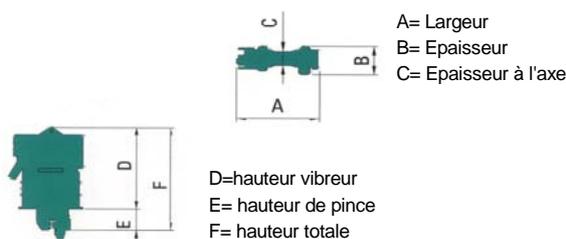


Tableau 6.1.2 : Caractéristiques techniques des vibrateurs ICE

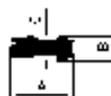
Vibrateurs à fréquence standard



Caractéristiques techniques

| Modèle | | 815 | 815C | 1412C | 250NF |
|--------------------------------|-------|------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| Moment excentrique | kgm | 46 | 46 | 110 | 110 |
| Force centrifuge max | kN | 1250 | 1250 | 2300 | 2500 |
| Fréquence max | t/mn | 1570 | 1570 | 1380 | 1450 |
| Amplitude max sans pince | mm | 26 | 23.5 | 34.5 | 34.5 |
| Amplitude max avec pince | mm | 20 | 18 | 24.5 | 24.5 |
| Force de traction statique max | kN | 400 | 400 | 800/1200* | 800/1200* |
| Puissance hydraulique max | kW/CV | 346/470 | 346/470 | 470/640 | 657/895 |
| Pression de service max | bar | 340 | 340 | 340 | 340 |
| Débit hydraulique max | l/min | 610 | 610 | 830 | 1160 |
| Masse vibrante sans pince | kg | 3550 | 3950 | 6400 | 6415 |
| Masse vibrante avec pince | kg | 4650 | 5050 | 8900 | 8915 |
| Masse totale sans pince | kg | 6000 | 7450 | 10750 | 10765 |
| Masse totale avec pince | kg | 7100 | 8550 | 13250 | 13265 |
| Masse complète avec flexibles | kg | 7850 | 9250 | 14350 | 15865 |
| Pince à palplanches | | 160TU | 160TU | 320TU | 320TU |
| Pincés à tubes | | 2 x 81TC | 2 x 81TC | 2 x 200TC | 2 x 200TC |
| Géométrie | | | | | |
| A | mm | 2650 | 2650 | 2650 | 2650 |
| B | mm | 730 | 1015 | 1200 | 1218 |
| C | mm | 370 | 370 | 804 | 440 |
| D | mm | 2480 | 2543 | 3600 | 2404 |
| E | mm | 668 | 668 | 800 | 845 |
| F | mm | 3151 | 3211 | 4400 | 3249 |
| Centrale hydraulique | | 525 PP/RF | 525 PP/RF | 1000 PP/RF | 1250 PP/RF |
| Flexibles hydrauliques | | | | | |
| Longueur | m | 45 | 45 | 45 | 45 |
| Masse | kg | 750 | 750 | 900 | 1250 |

* option



A= Largeur
B= Epaisseur
C= Epaisseur à l'axe



D= hauteur vibreur
E= hauteur de pince
F= hauteur totale

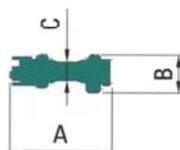
Tableau 6.1.3 : Caractéristiques techniques des vibrateurs ICE

Vibrateurs à moment excentrique variable

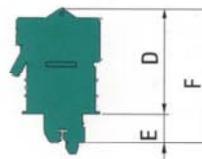


Caractéristiques techniques

| Modèle | | 32RF | 36RF | 36RF-ts | 46RF | 64RF |
|--------------------------------|-------|------------------|-------------------|------------------|-------------------|-------------------|
| Moment excentrique | kgm | 0-32 | 0-36 | 0-36 | 0-46 | 0-64 |
| Force centrifuge max | kN | 0-1400 | 0-1600 | 0-2080 | 0-2670 | 2670 |
| Fréquence max | t/mn | 2000 | 2000 | 2300 | 2300 | 1950 |
| Amplitude max sans pince | mm | 16 | 18.5 | 18.5 | 18.5 | 25.5 |
| Amplitude max avec pince | mm | 12.5 | 11.5 | 11.5 | 12.5 | 17 |
| Force de traction statique max | kN | 360 | 500 | 500 | 800 | 800 |
| Puissance hydraulique max | kW/CV | 295/401 | 430/584 | 495/673 | 678/920 | 490/665 |
| Pression de service max | bar | 340 | 340 | 340 | 340 | 340 |
| Débit hydraulique max | l/min | 520 | 760 | 874 | 1196 | 1170 |
| Masse vibrante sans pince | kg | 3935 | 3900 | 3900 | 5000 | 5000 |
| Masse vibrante avec pince | kg | 5035 | 6400 | 6400 | 7500 | 7500 |
| Masse totale sans pince | kg | 5335 | 5900 | 5900 | 6700 | 7000 |
| Masse totale avec pince | kg | 6435 | 8400 | 8400 | 9200 | 9500 |
| Masse complète avec flexibles | kg | 6935 | 9300 | 9300 | 10050 | 10400 |
| Pince à palplanches | | 160TU | 320TU | 320TU | 320TU | 320TU |
| Pincés à tubes | | 2x81TC | 2x200TC | 2x200TC | 2 x 200TC | 2x200TC |
| Géométrie | | | | | | |
| A | mm | 2175 | 2647 | 2625 | 2770 | 2770 |
| B | mm | 717 | 777 | 777 | 817 | 817 |
| C | mm | 410 | 400 | 355 | 420 | 420 |
| D | mm | 2475 | 2365 | 2365 | 2855 | 2855 |
| E | mm | 668 | 668 | 700 | 668 | 800 |
| F | mm | 3143 | 3033 | 3065 | 3523 | 3655 |
| Centrale hydraulique | | 525 PP/RF | 1000 PP/RF | 700 PP/RF | 1250 PP/RF | 1250 PP/RF |
| Flexibles hydrauliques | | | | | | |
| Longueur | m | 45 | 45 | 45 | 45 | 45 |
| Masse | kg | 950 | 950 | 950 | 1250 | 1250 |



A= Largeur
B= Epaisseur
C= Epaisseur à l'axe



D=hauteur vibreur
E= hauteur de pince
F= hauteur totale

Tableau 6.1.4 : Caractéristiques techniques des centrales hydrauliques ICE

Centrales hydrauliques



Caractéristiques techniques

| Modèle | | 100PP | 175PP | 180PP/RF | 335PP/RF |
|-----------------------|--------|----------|-------------|----------|-------------|
| Moteur | const. | J. Deere | Caterpillar | J. Deere | Caterpillar |
| | type | 4045T | 3208Di-Na | 6068T | C-9 |
| Puissance | kW/CV | 77/103 | 116/158 | 128/174 | 250/335 |
| Débit hydraulique max | l/mn | 120 | 380 | 210 | 410 |
| Pression max | bar | 340 | 170 | 340 | 340 |
| Masse | kg | 2000 | 4350 | 2950 | 5600 |
| Géométrie | | | | | |
| Longueur | mm | 2500 | 3205 | 2500 | 4000 |
| Largeur | mm | 1200 | 1524 | 1200 | 1650 |
| Hauteur | mm | 1570 | 2030 | 1740 | 1940 |

| Modèle | | 525PP/RF | 700PP | 1000PP/RF | 1250PP/RF |
|-----------------------|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Moteur | const. | Caterpillar | Caterpillar | Caterpillar | Caterpillar |
| | type | C15 | 3412DI-T | 3412E | C16 |
| Puissance | kW/CV | 392/525 | 522/710 | 746/1000 | 924/1256 |
| Débit hydraulique max | l/mn | 650 | 780 | 1090 | 1368 |
| Pression max | bar | 340 | 340 | 340 | 370 |
| Masse | kg | 7000 | 9300 | 12500 | 15000 |
| Géométrie | | | | | |
| Longueur | mm | 4500 | 4700 | 5000 | 5500 |
| Largeur | mm | 1740 | 2000 | 2250 | 2380 |
| Hauteur | mm | 2240 | 2350 | 2500 | 2470 |

Remarque : La masse des centrales hydrauliques prend en compte les réservoirs

Les centrales hydrauliques ICE permettent entre autres d'alimenter les matériels suivants :

- marteaux hydrauliques de battage
- tarières
- treuils
- pompes
- brises-roches
- presses

335PP/RF



525PP/RF



1. 5. 2. Vibrofonceur® PTC

Un vibrofonceur PTC 20HF3 a été utilisé le jour de notre première intervention sur le site de Vesoul. Un PTC 30HF3A était utilisé sur le site de Fréjus (tableau 6.5).

Tableau 6.1.5 : Caractéristiques techniques des vibrofonceurs PTC

Vibrofonceurs à Haute Fréquence



VIBROFONCEUR

| TYPE | | 13HF3 | 15HF3 | 20HF3 | 23HF3A | 30HF3A |
|-----------------------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Puissance | kW/ch | 124/169 | 210/285 | 222/302 | 222/302 | 292/397 |
| Moment d'excentricité | m.kg | 13.5 | 15 | 18 | 23 | 27 |
| Fréquence maxi | Hz-tr/mn | 38/2300 | 38/2300 | 38/2300 | 38/2300 | 38/2300 |
| Force centrifuge | kN | 798 | 887 | 1060 | 1360 | 1596 |
| Traction maxi | kN | 300 | 300 | 300 | 400 | 400 |
| Masse vibrante | kg | 1200 | 1300 | 1900 | 2300 | 2400 |
| Masse totale | kg | 2500 | 2600 | 3050 | 3900 | 4000 |
| Amplitude maxi | mm | 22 | 23 | 19 | 20 | 22 |
| Longueur | m | 1.745 | 1.745 | 1.745 | 2.200 | 2.200 |
| Largeur maxi | m | 0.700 | 0.700 | 0.765 | 0.765 | 0.765 |
| Largeur au centre | m | 0.340 | 0.340 | 0.415 | 0.330 | 0.330 |
| Hauteur sans casque | m | 1.510 | 1.510 | 1.647 | 2.030 | 2.030 |

GROUPE MOTOPOMPE

| TYPE | | 260 | 350 | 350 | 350 | 600 |
|---|-------|-------------|-----------|-----------|-----------|-------------------|
| Puissance intermittente du moteur DIN6271 ou ISO3046 | kW/ch | 224/304 | 250/340 | 250/340 | 250/340 | 373/507 |
| Type du moteur | | CAT C9 B | CAT C9 | CAT C9 | CAT C9 | CAT 3406 DITA1 |
| Vitesse de rotation | tr/mn | 2300 | 2100 | 2300 | 2300 | 2300 |
| Débit maxi | l/mn | 280 | 380 | 380 | 400 | 600 |
| Pression de travail maxi | bar | 385 | 385 | 385 | 385 | 385 |
| Capacité huile | l | 310 | 310 | 310 | 310 | 630 |
| Capacité fuel | l | 560 | 560 | 560 | 560 | 1000 |
| Longueur | m | 4.000 | 4.000 | 4.000 | 4.000 | 4.500 |
| Largeur | m | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.600 | 1.640 |
| Hauteur | m | 2.040 | 2.040 | 2.040 | 2.040 | 2.085 |
| Masse sans fuel | kg | 4200 | 4200 | 4200 | 4200 | 7000 |

FLEXIBLES DE LIAISON

| | | | | | | |
|-------------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Longueur standard | m | 30 | 30 | 30 | 30 | 30 |
| Masse | kg | 350 | 350 | 350 | 350 | 570 |

TYPE DE CASQUES

| | | | | | |
|--|---|--|--|--|---|
| - Palplanches simples sauf Z - Palplanches par paires - Profilés | Agriplex 85 t Masse 430 kg | Agriplex 120 t Masse 750 kg | Agriplex 120 t Masse 750 kg | Agriplex 170 t Masse 1250 kg | Agriplex 240 t Masse 2150 kg |
| - Palplanches par paires sauf Z | Multiplex 2x42 t Masse 980 kg | Multiplex 2x55 t Masse 1300 kg | Multiplex 2x55 t Masse 1300 kg | Multiplex 2x85 t Masse 1650 kg | Multiplex 2x120 t Masse 2200 kg |
| - Tubes, palpieux, caissons | Duplex 2x42 t Masse 590 kg | Duplex 2x55 t Masse 950 kg | Duplex 2x55 t Masse 950 kg | Duplex 2x85 t Masse 1250 kg | Duplex 2x120 t Masse 1660 kg |

1. 6. Marteaux

1. 6. 1. Marteaux IHC

Un marteau hydraulique IHC SC50 a été utilisé pour réaliser le sur-battage sur le site de Monchy Saint-Eloi. Un IHC 70s a foncé par battage l'ensemble des pieux battus de la campagne de Merville (tableau 6.6).

Tableau 6.1.6 : Caractéristiques techniques de marteaux hydrauliques IHC



| ➤ Série S | | | | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|
| MODELES | S 30 | S 35 | S 70 | S 90 | S 120 | S 150 | S 200 | S 280 |
| ENERGIE DE FRAPPE MAX (kN.m) | 30 | 35 | 70 | 90 | 120 | 150 | 200 | 280 |
| ENERGIE DE FRAPPE MIN (kN.m) | 2 | 2 | 2 | 2 | 6 | 6 | 10 | 10 |
| CADENCE A ENERGIE MAX (cp/min) | 65 | 60 | 50 | 50 | 44 | 44 | 45 | 45 |
| DIAMETRE EXTERIEUR (mm) | 457 | 610 | 610 | 610 | 712 | 712 | 915 | 915 |
| LONGUEUR NU (mm) | 5745 | 5600 | 7130 | 7880 | 7960 | 8710 | 8920 | 10190 |
| PRESSION DE TRAVAIL (bar) | 280 | 220 | 230 | 280 | 250 | 280 | 250 | 300 |
| DEBIT D'HUILE (l/min) | 160 | 160 | 220 | 220 | 460 | 460 | 750 | 750 |
| MASSE DU PISTON (kg) | 1500 | 3000 | 3500 | 4500 | 6200 | 7500 | 10000 | 13600 |
| MASSE TOTALE NU (kg) | 3700 | 7100 | 8300 | 9600 | 14300 | 16200 | 24500 | 29000 |
| GRUPE HYDRAULIQUE | P-170 | P-170 | P-250 | P-250 | P-460 | P-460 | P-750L | P-750L |
| ➤ Série SC | | | | | | | | |
| MODELES | SC 30 | SC 50 | SC 75 | SC 110 | SC 150 | SC 200 | | |
| ENERGIE DE FRAPPE MAX (kN.m) | 30 | 50 | 75 | 110 | 150 | 200 | | |
| ENERGIE DE FRAPPE MIN (kN.m) | 1 | 1 | 3.7 | 6 | 10 | 10 | | |
| CADENCE A ENERGIE MAX (cp/min) | 50 | 50 | 50 | 40 | 40 | 40 | | |
| DIAMETRE EXTERIEUR (mm) | 635 | 660 | 762 | 1020 | 1020 | 1330 | | |
| LONGUEUR NU (mm) | 5060 | 5280 | 6115 | 5600 | 6380 | 5660 | | |
| PRESSION DE TRAVAIL (bar) | 200 | 220 | 270 | 260 | 280 | 280 | | |
| DEBIT D'HUILE (l/min) | 170 | 200 | 250 | 460 | 460 | 750 | | |
| MASSE DU PISTON (kg) | 1700 | 3300 | 5700 | 7900 | 11000 | 13600 | | |
| MASSE TOTALE NU (kg) | 4100 | 5900 | 9800 | 14100 | 18750 | 26500 | | |
| GRUPE HYDRAULIQUE | P-170 | P-250 | P-250 | P-460 | P-460 | P-750L | | |
| ➤ Groupes hydrauliques | | | | | | | | |
| MODELES | P-170 | P-175 | P-250 | P-460 | P750L | | | |
| PRESSION MAX (bar) | 350 | 300 | 350 | 350 | 350 | | | |
| DEBIT D'HUILE MAX (l/min) | 170 | 175 | 250 | 460 | 750 | | | |
| PUISSANCE (kW) | 130 | 110 | 167 | 344 | 435 | | | |
| DIMENSIONS (mm) | | | | | | | | |
| LONGUEUR | 2900 | 2600 | 3500 | 4000 | 4500 | | | |
| LARGEUR | 1200 | 1200 | 1300 | 1500 | 1800 | | | |
| HAUTEUR | 1650 | 1775 | 1850 | 2250 | 2300 | | | |
| MASSE NETTE (kg) | 3000 | 2350 | 3600 | 5500 | 8500 | | | |
| MASSE (fuel et huile incl.) (kg) | 4000 | 3200 | 5000 | 7000 | 11000 | | | |

1. 6. 2. Trépideur Menck

Un trépideur Menck SB120 était sur le site de Vesoul (figure 6.1.5). Il a les caractéristiques suivantes :

| | |
|------------------------|---------------------------|
| Masse | = 1875 kg |
| Cadence | = 175 coups/min |
| Energie | = 6 kNm |
| Pression de travail | = 6-7 bar |
| Quantité d'air requise | = 6,5 m ³ /min |
| Masse du rotor | = 390 kg |
| Taille de l'enclume | = 600 x 375 mm |



Figure 6.1.5. MENCK SB120 à Vesoul

1. 7. Configurations spécifiques des matériels de fonçage (essais de Merville)

Tableau 6.1.7 : Poids du vibrateur en fonction du fonçage

| | Configuration du vibrateur ICE 815 | | | | | | |
|-------------------------------|------------------------------------|------------|-------|-------------------------|-------|---------|-------|
| | Elément seul | Palplanche | | Pieu tubulaire Ø 508 mm | | Pieu HP | |
| | | kg | Nb. | kg | Nb. | kg | Nb. |
| Poids du vibrateur ICE 815 nu | 6000 | 1 | 6000 | 1 | 6000 | 1 | 6000 |
| Masse additionnelle | 4000 | 1 | 4000 | 1 | 4000 | 1 | 4000 |
| Poids de la plaque de liaison | 750 | 1 | 750 | | | | |
| Poids d'une poutre de 1,20m | 250 | 2 | 510 | 2 | 510 | | |
| Poids d'une pince ICE 80TC | 425 | 2 | 850 | 2 | 850 | | |
| Poids d'une pince ICE 126TU | 950 | | | | | 1 | 950 |
| Poids total | | | 12110 | | 11360 | | 10950 |

Tableau 6.1.8 : Poids du mouton ou marteau hydraulique en fonction du fonçage

| | Configuration du marteau IHC 70s | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------------------|------------|-------|----------------------------|-------|---------|-------|
| | Élément seul | Palplanche | | Pieu tubulaire Ø 508 mm | | Pieu HP | |
| | | kg | Nb. | kg | Nb. | kg | Nb. |
| Poids du marteau IHC 70s nu | 8300 | 1 | 8300 | 1 | 8300 | 1 | 8300 |
| Casque de battage Ø 508 mm | 2090 | | | 1 | 2090 | | |
| Casque de battage de ppl AU | 2610 | 1 | 2610 | | | | |
| Casque de battage HP | 3360 | | | | | 1 | 3360 |
| Poids total | | | 10910 | | 10390 | | 11660 |

2. ANNEXE : CARACTERISTIQUES DES PIEUX

Cette annexe présente sous forme de tableaux les caractéristiques des pieux qui ont été fichés pendant les expérimentations en vraie grandeur.

2.1. Palplanches

Le tableau 6.2.1 donne les principales caractéristiques des palplanches qui ont été vibrofonçés et battues pendant les expérimentations en vraie grandeur.

Tableau 6.2.1 : Caractéristiques pour une palplanche « simple »

| Type de Profilé | Largeur utile b (mm) | Hauteur h (mm) | Epaisseur du dos t (mm) | Epaisseur d'âme s (mm) | Masse Palplanche simple (kg/m) | Moment d'inertie (cm ⁴) | Module de flexion élastique (cm ³) |
|-----------------|----------------------------|----------------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------------------------|--|---|
| PU 16 | 600 | 380 | 12 | 9 | 74,7 | 5600 | 410 |
| PU 20 | 600 | 430 | 12,4 | 10 | 84,3 | 8000 | 529 |
| PU 25 | 600 | 452 | 14,2 | 10 | 93,6 | 9540 | 577 |
| AU 16 | 750 | 411 | 11,5 | 9,3 | 86,3 | 7110 | 481 |
| AU 20 | 750 | 444 | 12 | 10 | 96,9 | 9380 | 579 |
| L 603 | 600 | 310 | 8,2 | 8 | 64,8 | 3830 | 330 |

Le tableau 6.2.2 donne les sections et les périmètres des palplanches qui ont été testées pendant la campagne d'essais de Merville. La figure 6.2.1 montre la position des tubes logement et des cornières qui ont servis à installer respectivement l'extensomètre amovible et les jauges de contraintes et accéléromètres en pied de profilé.

Tableau 6.2.2 : Caractéristiques des paires de palplanches de Merville

| Profilés | Section (cm ²) | | Périmètre (cm) | Tubes logement & cornières (cm ²) | | Périmètre (cm) | Section totale (cm ²) | | Périmètre (cm) |
|------------------|----------------------------|--------|----------------|---|---------|----------------|-----------------------------------|---------|----------------|
| | courante | pointe | | courante | pointe* | | courante | pointe* | |
| Palplanches AU16 | 219,7 | 2620 | 382 | 34,1 | 56,5 | 57,7 | 253,8 | 2677,5 | 439,7 |
| Palplanches AU20 | 493,8 | 5820 | 800 | 14,1 | 56,5 | 37,7 | 507,9 | 5877,5 | 837,7 |

*on ne tient pas compte de la section de la cornière, car cette dernière est à l'intérieur du profilé pour les AU16 et 20 cm au-dessus de la pointe pour le tube 508.

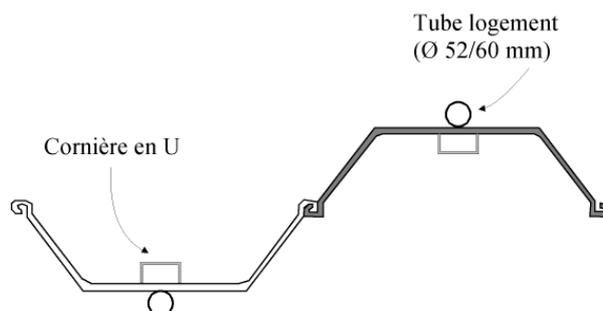


Figure 6.2.1. Détails de la paire de palplanches AU 16 de Merville

2. 2. Pieux H

Le tableau 6.2.3 donne les principales caractéristiques des profils H qui ont été vibrofonçés et/ou battus pendant les expérimentations en vraie grandeur. Le tableau 6.2.4 donne les sections et les périmètres du profil H qui a été testé pendant la campagne d'essais de Merville. La figure 6.2.2 montre la position des tubes logement et des cornières.

Tableau 6.2.3 : Caractéristiques des profils H

| Profil | Masse | Dimension | | | | Section d'acier | Section totale | Périmètre | Moment d'inertie | | Moment de flexion | |
|------------|-------|-----------|-----|----------------|----------------|-----------------|-----------------|-----------|------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | G | h | b | t _w | t _f | A | A tot = h*b | P | I _y | I _z | W _y | W _z |
| | kg/m | mm | mm | mm | mm | cm ² | cm ² | m | cm ⁴ | cm ⁴ | cm ³ | cm ³ |
| HP 400x213 | 213 | 368 | 400 | 24 | 24 | 271 | 1472 | 2,262 | 63920 | 25640 | 3474 | 1282 |
| HEB 300 | 117 | 300 | 300 | 11 | 19 | 149 | 900 | | 25170 | 8563 | 1869 | 870 |

Tableau 2.6.4 : Caractéristiques du profil de Merville

| Profilés | Section (cm ²) | | | Tubes logement | | | Section totale | | |
|--------------|----------------------------|--------|----------------|----------------|--------|----------------|----------------|--------|----------------|
| | courante | pointe | Périmètre (cm) | courante | pointe | Périmètre (cm) | courante | pointe | Périmètre (cm) |
| HP 400 x 213 | 270.7 | 1472 | 226.2 | 14.1 | 56.5 | 37.7 | 284.8 | 1472* | 234** |

*on ne tient pas compte de la section des tubes logements, car ces derniers sont à l'intérieur du profilé HP. La section en pointe du HP est prise égale à la section pleine.

** mesuré.

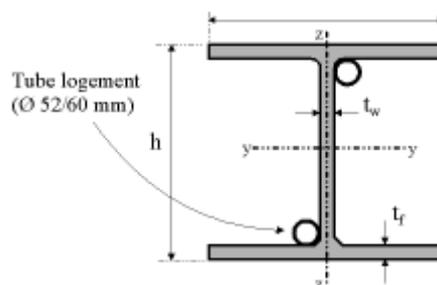


Figure 6.2.2. Détails du profil de Merville

2. 3. Tubes

Le tableau 6.2.5 donne les sections et les périmètres du tube métallique ouvert qui a été testé pendant la campagne d'essais de Merville. La figure 6.2.3 montre la position des tubes logement et des cornières.

Tableau 6.2.5 : Caractéristiques du tube métallique ouvert de Merville

| Profilés | Section (cm ²) | | Périmètre (cm) | Tubes logement & cornières | | Périmètre (cm) | Section totale | | Périmètre (cm) |
|------------|----------------------------|--------|----------------|----------------------------|---------|----------------|----------------|---------|----------------|
| | courante | pointe | | courante | pointe* | | courante | pointe* | |
| Tube Ø 508 | 232.3 | 2026.8 | 159.6 | 34.1 | 56.5 | 57.7 | 266.4 | 2083.4 | 217.3 |

*on ne tient pas compte de la section de la cornière, car cette dernière est à 20 cm au-dessus de la pointe pour le tube 508.

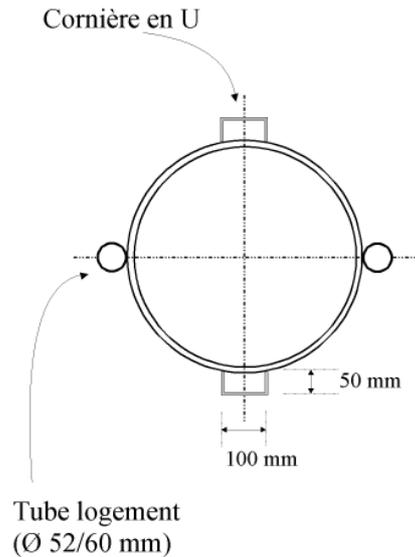


Figure 6.2.3. Détails du tube de Merville

2. 4. Pieux béton

Pour ce chantier, l'entreprise NGE avait choisi de préfabriquer en usine des pieux en béton armé (Figure 6.2.cc). Ils sont carrés de 500 par 500 mm, soit une pointe de $0,25 \text{ m}^2$, et ils font 4,40 m de long. Pour faciliter le fonçage, la pointe a été réalisée en forme de diamant. Pour information, la résistance à la compression, R_c du béton à 14 jours était de 42,1 MPa.



Figure 6.2.4. Les pieux en béton armé préfabriqués

3. ANNEXE : CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES ET PLAN D'IMPLANTATION

Les paragraphes suivants présentent le contexte géotechnique avec quelques sondages pressiométrique et/ou pénétrométrique caractéristiques des sites. Des plans d'implantation des pieux, des géophones qui servent aussi de points de mesures acoustiques, et des massif de réaction pour les différents sites où ont été réalisés des essais en vraie grandeur sont présentés dans cette annexe.

3. 1. Site de VERBERIE

3. 1. 1. Contexte géotechnique

La campagne de reconnaissance (Barnoud, 1992) a mis en évidence la succession de sols suivants :

- de la terre végétale de 0 à 0,30m,
- des limons sableux bruns jusqu'à 0,60m,
- du sable ocre beige à gris bleu devenant gris noir avec quelques graviers jusqu'à 6,70m,
- du sable fin gris noir avec des graviers jusqu'à 8,00m.

La figure 6.3.1a montre un résultat d'un sondage au pénétromètre dynamique et la figure 6.3.1b le résultat d'un sondage au pressiomètre Ménard avec une coupe de sol.

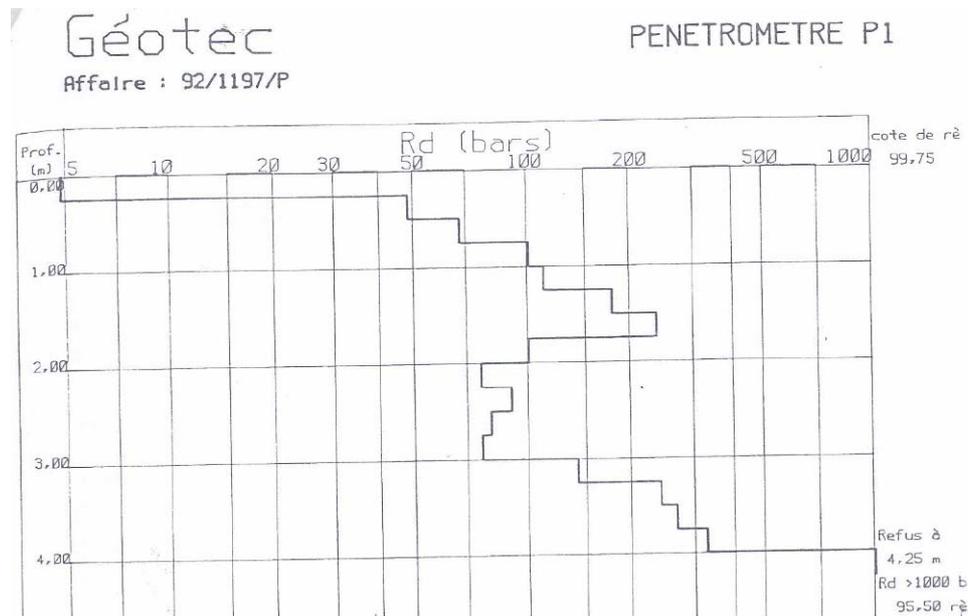


Figure 6.3.1a. Sondage au pénétromètre dynamique à Verberie

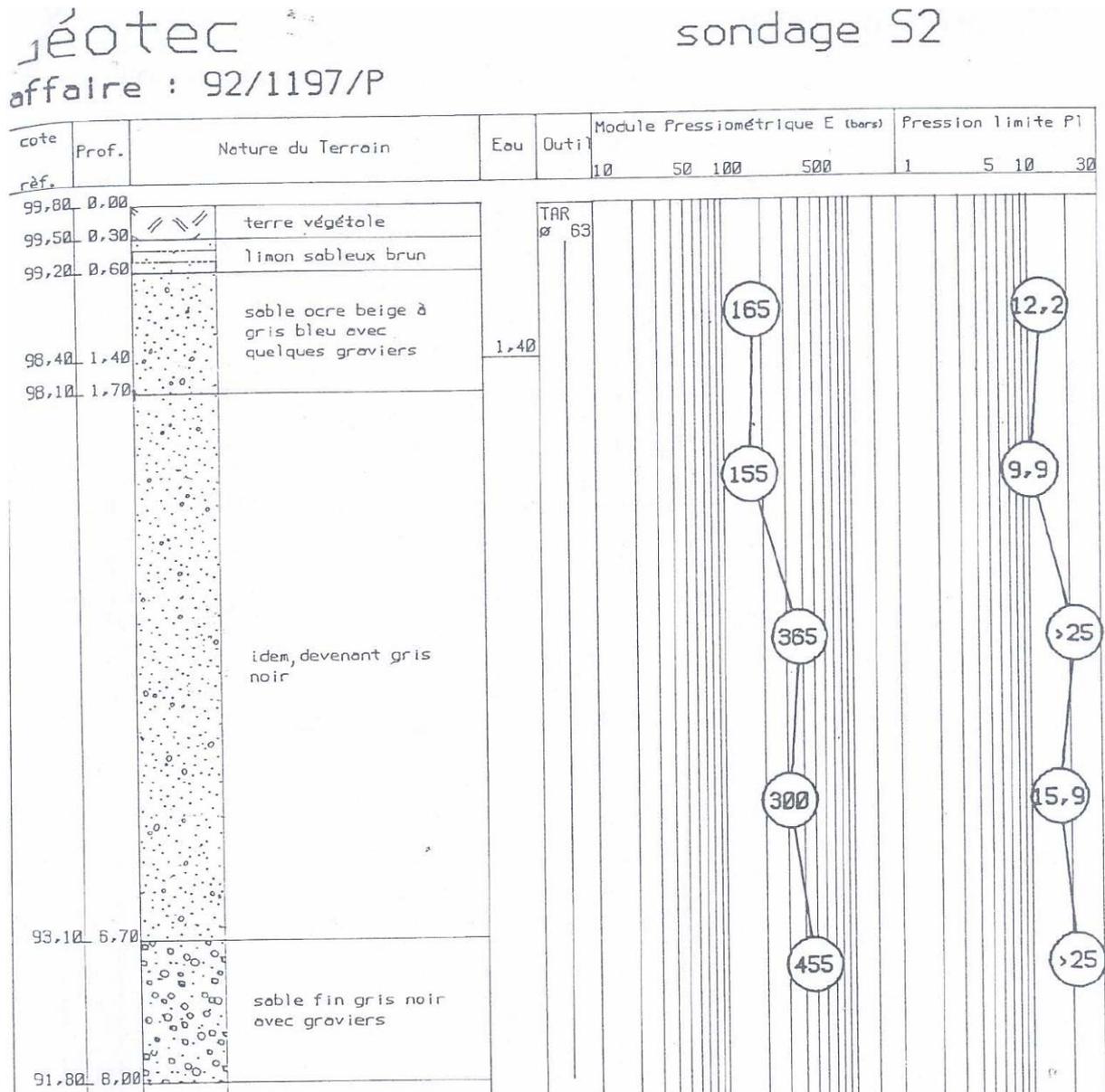


Figure 6.3.1b. Sondage au pressiomètre Ménard à Verberie

3. 1. 2. Implantation

Les géophones ont été implantés perpendiculairement au grand axe de la palplanche, à 5 m, 10 m, 15 m et 20m de celle-ci (figure 6.3.2).

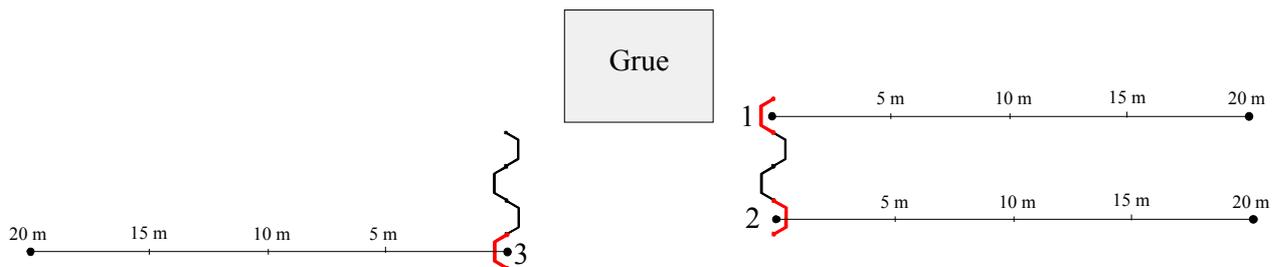


Figure 6.3.2. Schéma d'implantation du site de Verberie

3. 2. Site de VESOUL

3. 2. 1. Contexte géotechnique

La campagne de reconnaissance a mis en évidence la succession de sols suivants :

- un remblai sur 1,40 à 3,10m d'épaisseur,
- des limons sous le remblai jusqu'à 3,80m,
- des argiles marron-vertes jusqu'à 12,40m,
- des marnes altérées bleues jusqu'à 16m,
- puis des marnes bleues.

La figure 6.3.3 présente le résultat d'un sondage au pressiomètre Ménard avec une coupe détaillant la nature des terrains (Perrin, 2002).

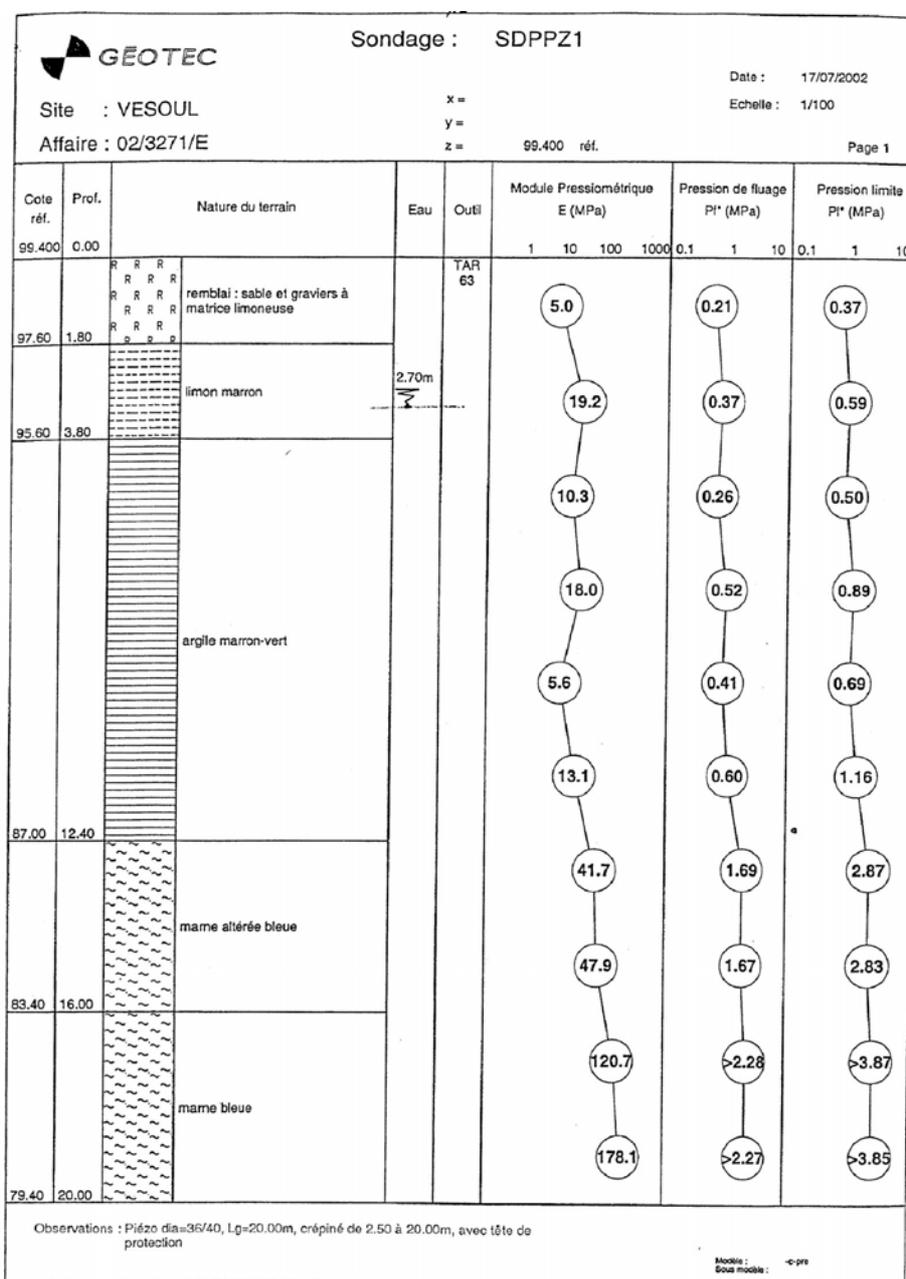


Figure 6.3.3. Sondage au pressiomètre Ménard à Vesoul

3. 2. 2. Implantation

La figure 6.3.4 indique l'implantation des géophones par rapport aux éléments qui ont été vibrofoncés sur le plan du site.

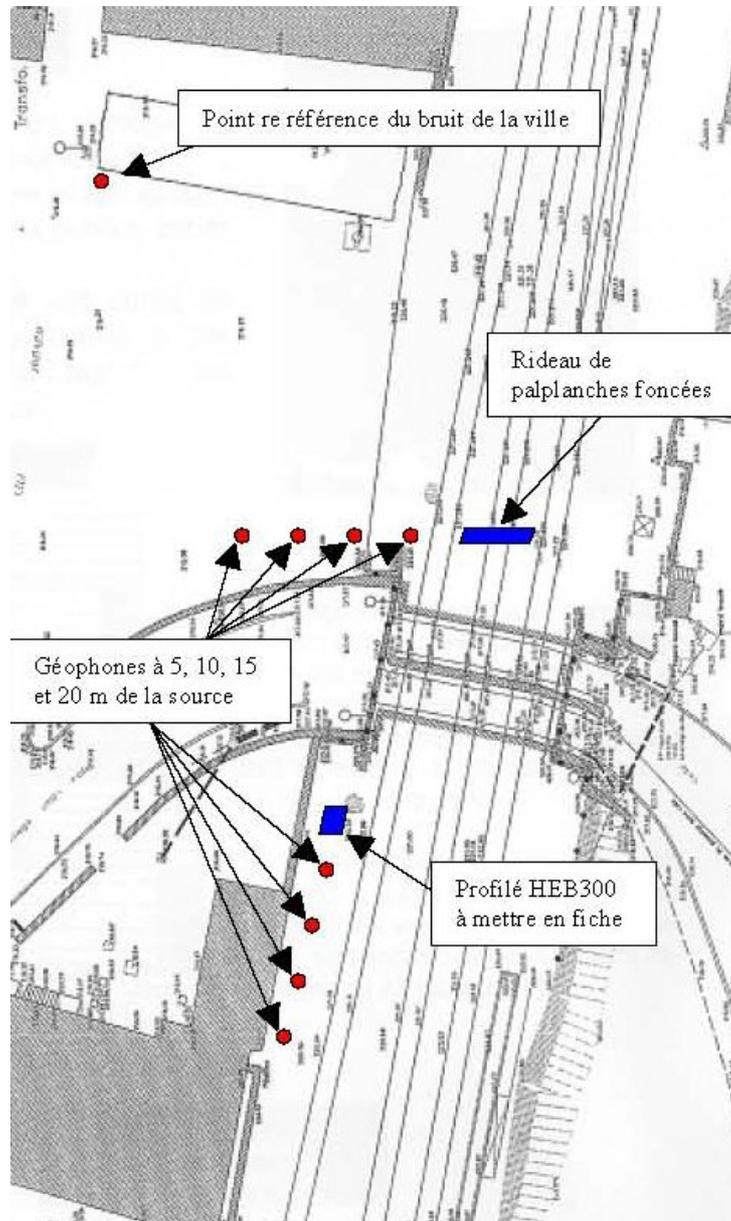


Figure 6.3.4. Schéma d'implantation du site de Vesoul

3.3. Site de FREJUS

3.3.1. Contexte géotechnique

L'analyse des coupes lithologiques des différents sondages permet de schématiser la lithologie de la manière suivante (Carvalho, 2003) :

- en surface, une couche de béton bitumineux de 0,30 m d'épaisseur,
- un remblais de grave calcaire jusqu'à 0,70 m,
- du sable argileux marron à cailloutis jusqu'à 2,80 m,
- de l'argile sableuse marron à cailloutis jusqu'à 8 m (fin des sondages réalisés en 2001).

La figure 6.3.5 présente le résultat d'un sondage au pressiomètre Ménard avec une coupe détaillant la nature des terrains. Ce sondage a été réalisé en 2003. Pour cette campagne les reconnaissances se sont arrêtées à 6 m.

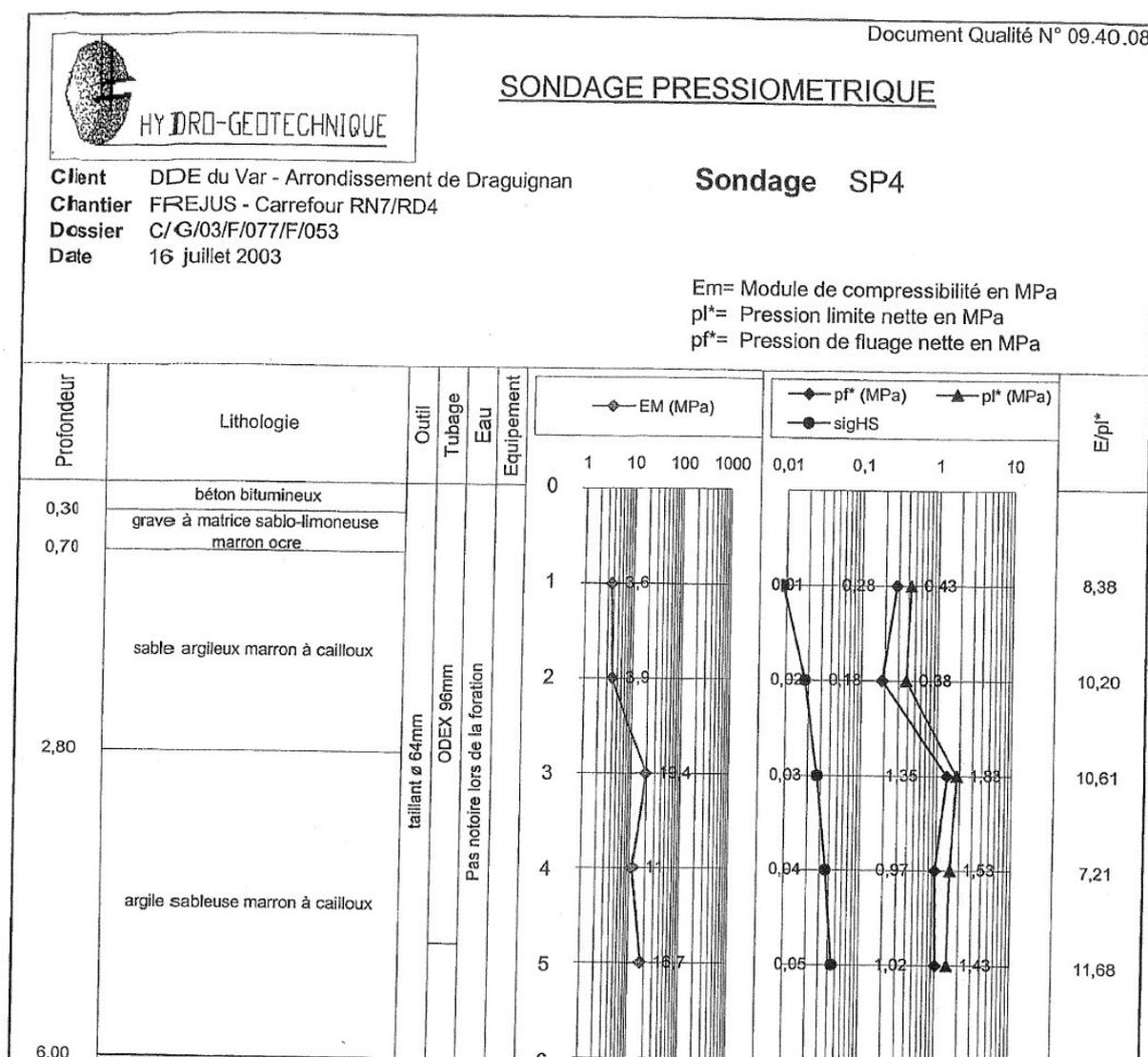


Figure 6.3.5. Sondage au pressiomètre Ménard à Fréjus

3.3.2. Implantation

La figure 6.3.6 indique l'implantation des géophones par rapport aux éléments qui ont été vibrofoncés. Les mesures acoustiques ont été réalisées sur ces mêmes points.

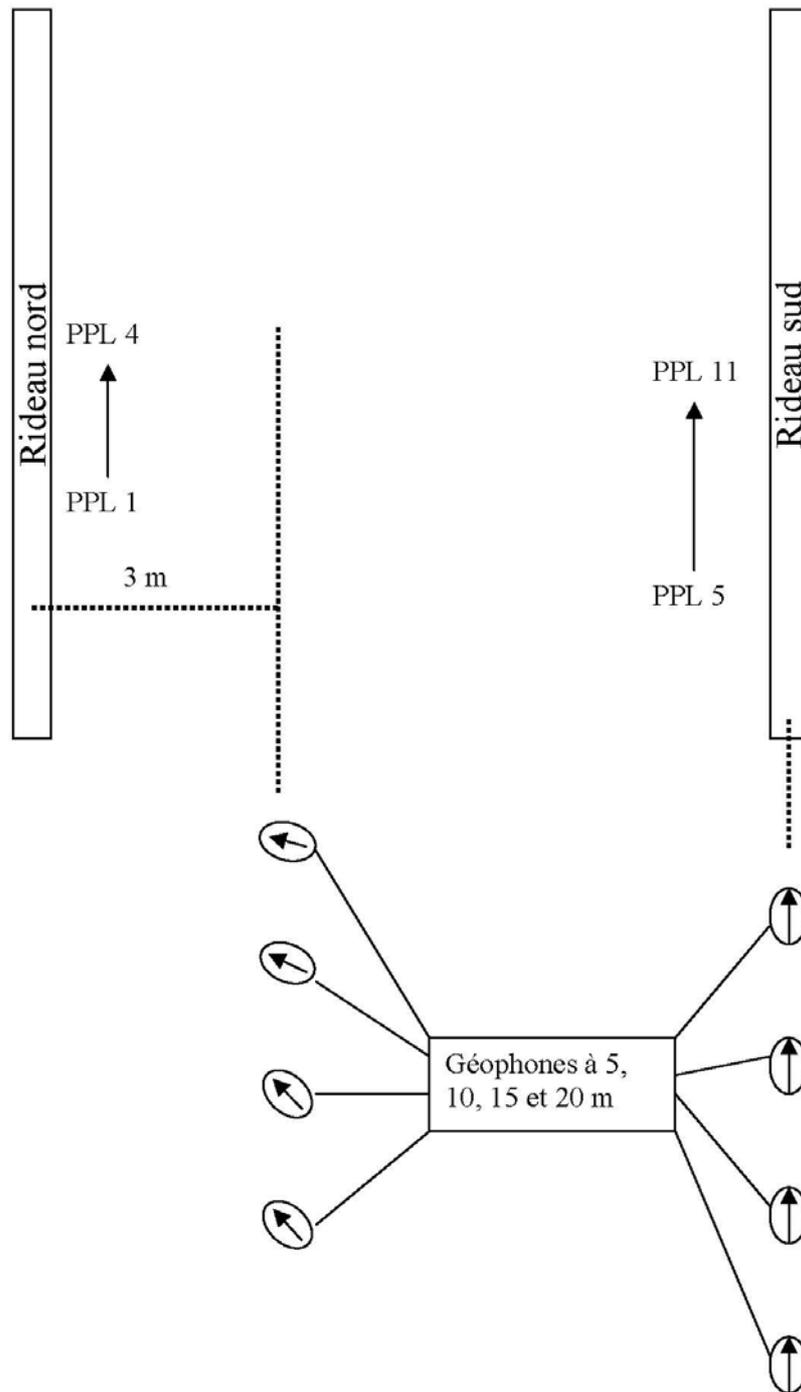


Figure 6.3.6. Schéma d'implantation du site de Fréjus

3. 4. Site de MONCHY Saint ELOI

3. 4. 1. Contexte géotechnique

Une étude géotechnique complémentaire a été réalisée par la société Rincenc BTP en mai 2007 (Scorianz, 2007). Les figures 6.3.7 et 6.3.8 présentent les résultats du carottage et du sondage pressiométrique.

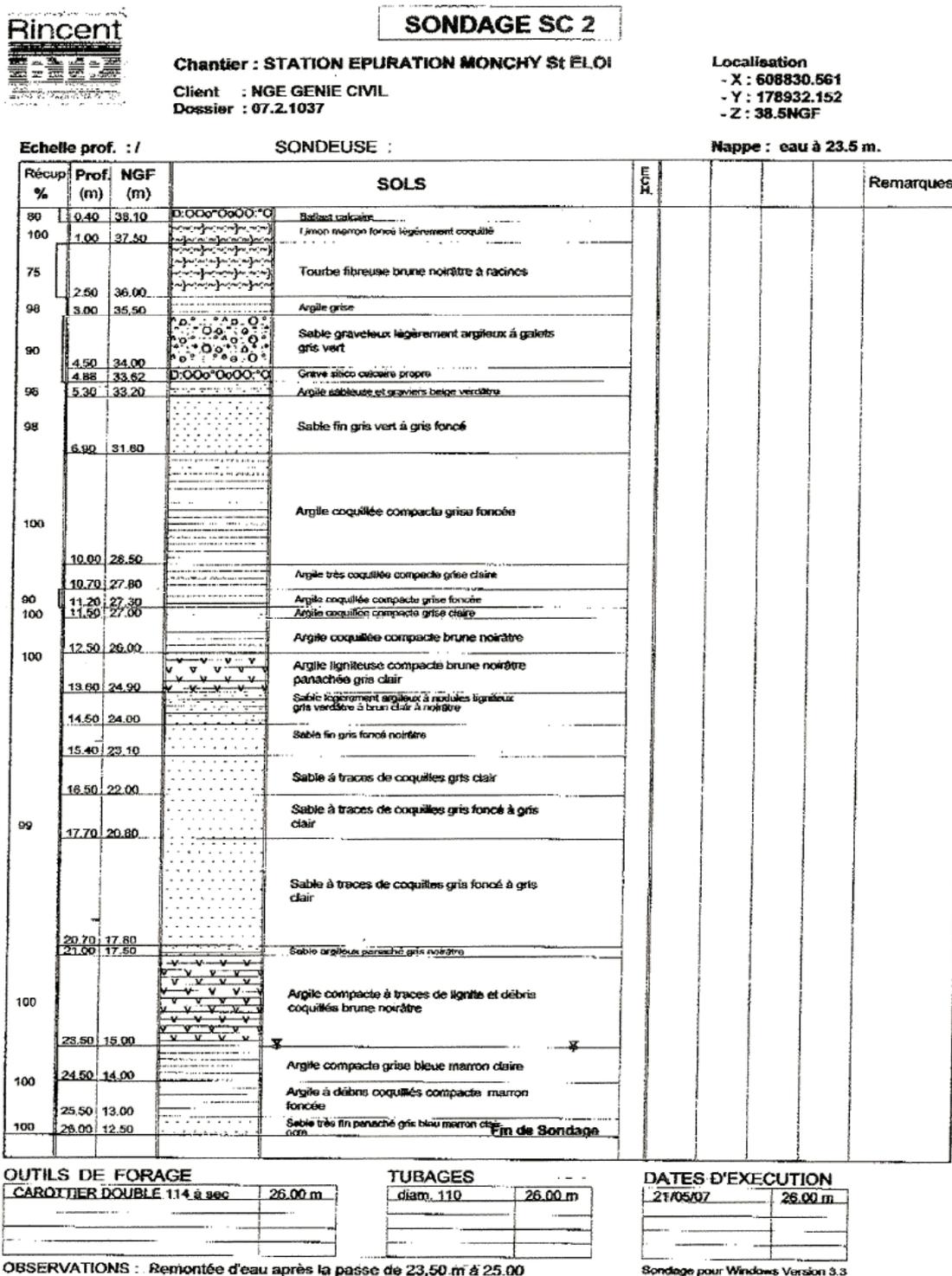


Figure 6.3.7. Sondage carotté à Monchy

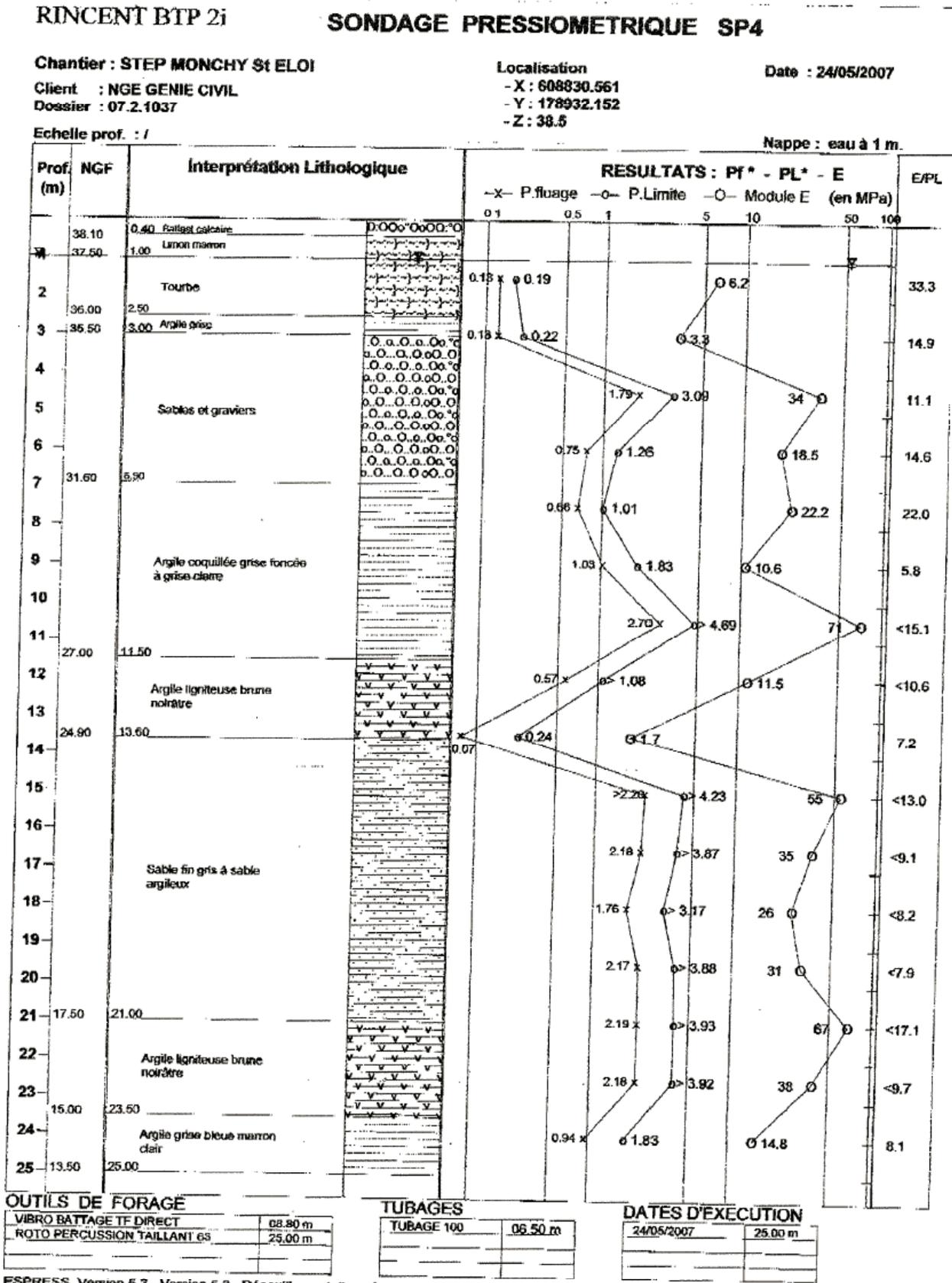


Figure 6.3.8. Sondage au pressiomètre Ménard, le plus près de essais, à Monchy

3. 4. 2. Implantation

La figure 6.3.9 indique l'implantation des pieux du massif de réaction et des pieux testés en capacité portante. Les géophones ont été installés en direction du Nord-Est pour les deux pieux instrumentés (1 et 5).

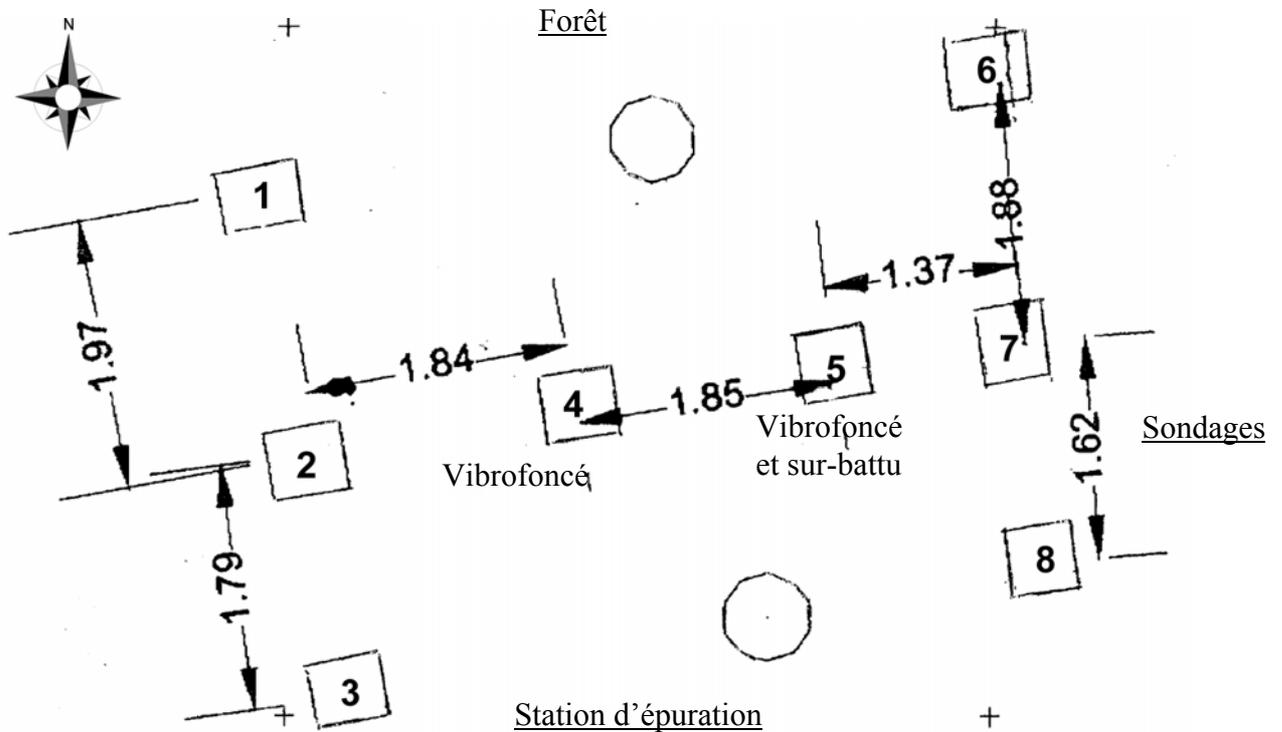


Figure 6.3.9. Schéma d'implantation du site de Monchy Saint-Eloi

3. 5. Site de LIMELETTE

3. 5. 1. Contexte géotechnique

La reconnaissance des sols a mis en évidence (entre 0 et 8 mètres) 4 couches successives de natures différentes que l'on retrouve sur les figures 6.3.10 et 6.3.11 donnant l'évolution de la pression limite p_l et de la résistance en pointe q_c avec la profondeur.

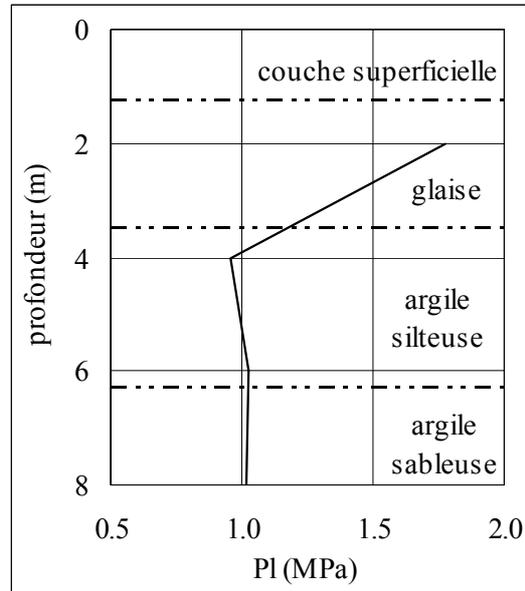


Figure 6.3.10. Courbe pressiométrique de Limelette (CSTC-WTCB-BBRI, 2003 ; Van Alboom & Whenham, 2003 ; Sieffert et Rocher-Lacoste, 2007)

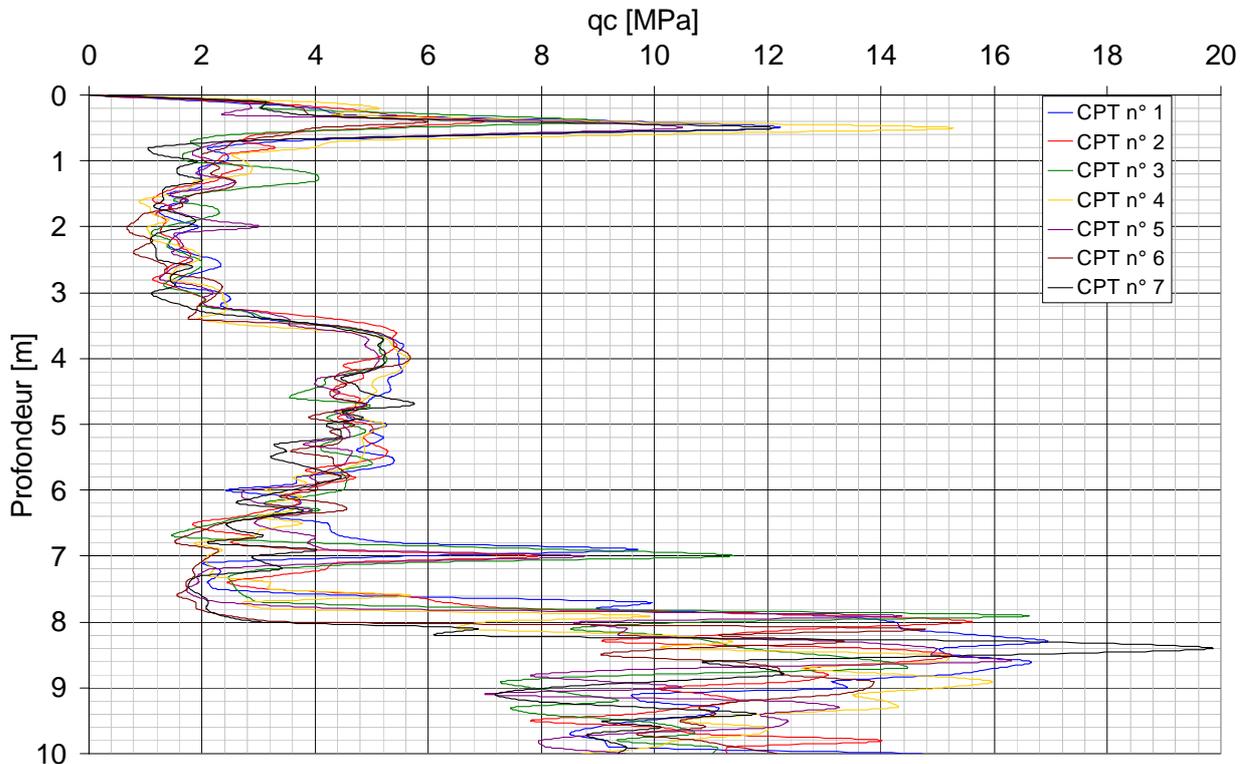


Figure 6.3.11. Ensemble des courbes pénétrométriques de Limelette

3. 5. 2. Implantation

La figure 6.12 indique l'implantation des géophones par rapport aux éléments qui ont été vibrofoncés. Les mesures acoustiques ont été réalisées sur ces mêmes points.

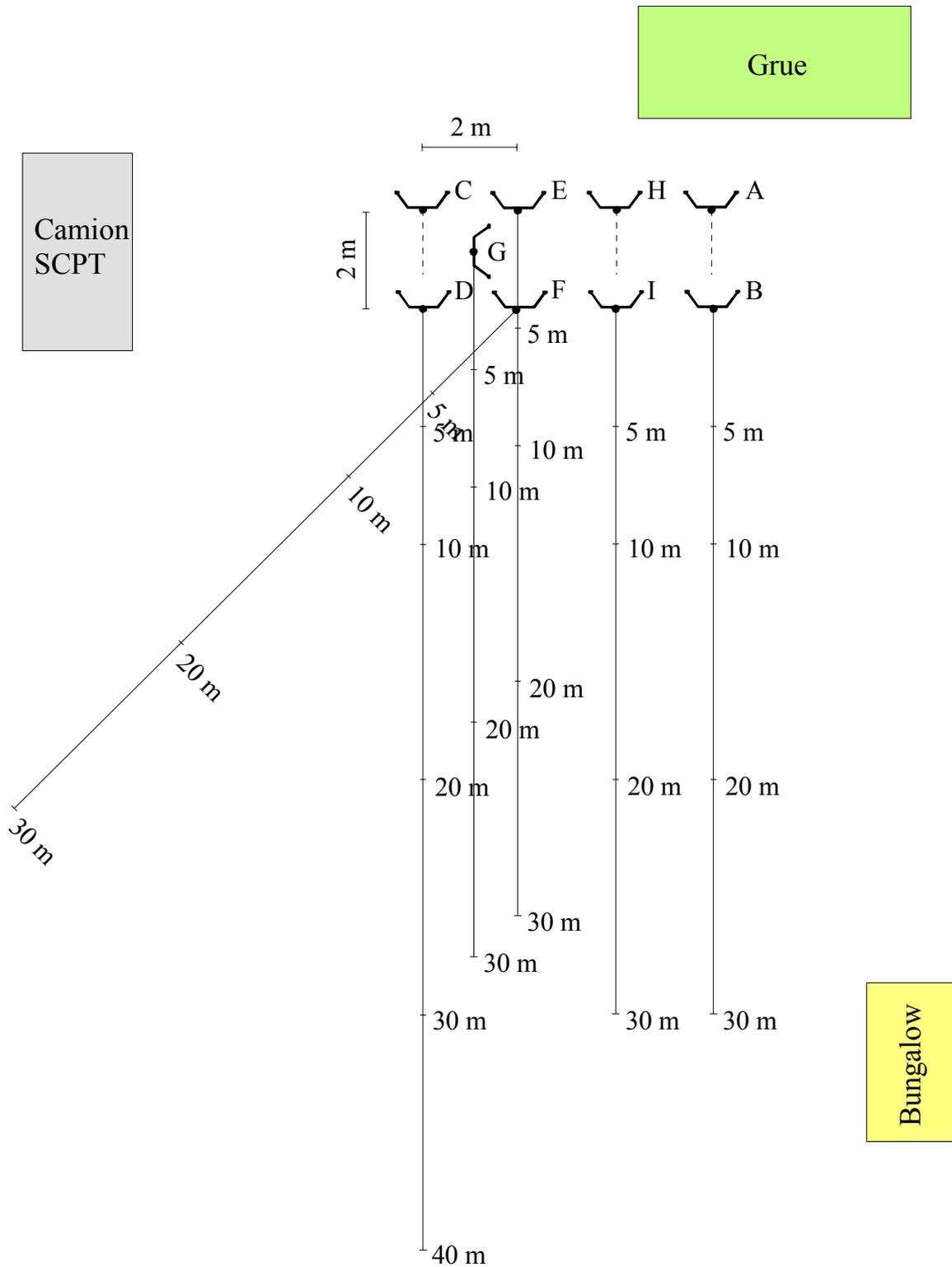


Figure 6.3.12. Schéma d'implantation du site de Limelette

3. 6. Site de MERVILLE

3. 6. 1. Contexte géotechnique

L'aérodrome de Merville (figure 6.3.13) est un site expérimental des Laboratoires des Ponts et Chaussées où plusieurs projets de recherche ont été menés depuis 1985. Suite aux différentes campagnes de reconnaissance, nous disposons d'une base de données géotechniques sur ce site. L'argile des Flandres est une formation de l'Yprésien (début de l'Éocène) déposée dans un golfe marin qui s'étendait sur le nord de la France, la Belgique et le sud-est de l'Angleterre.

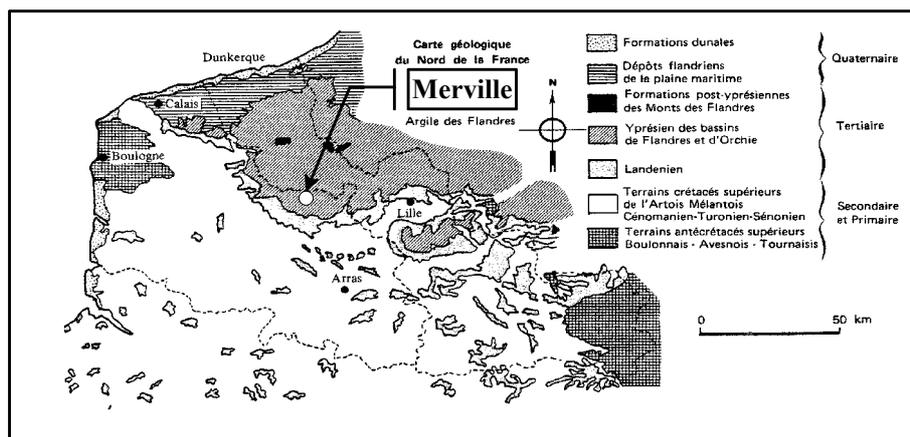


Figure 6.3.13. Les zones d'affleurement de l'argile des Flandres.

L'ensemble des campagnes géotechniques réalisées sur ce site a permis de constater l'homogénéité de la formation. L'interprétation des sondages géotechniques et géophysiques (Ferber 2003) (figure 6.3.14) a mis en évidence les couches suivantes :

- de 0 à 2,2 m, des limons présentant une pression limite Ménard p_l de 0,25 à 0,6 MPa, une résistance pénétrométrique q_c d'environ 1 MPa.
- de 2,2 à 42 m, les argiles des Flandres d'aspect gris bleu feuilleté caractérisées par une pression limite Ménard p_l croissant linéairement avec la profondeur de l'ordre de 0,75 MPa à 4 m et 1,8 MPa à 16 m et une résistance de pointe pénétrométrique q_c de l'ordre de 2 MPa à 4 m et 5 MPa à 16 m ;
- de 42 à 84 m, les sables et les argiles du Landénien, et, au-dessous, le socle de craie du Sénonien et du Turonien.

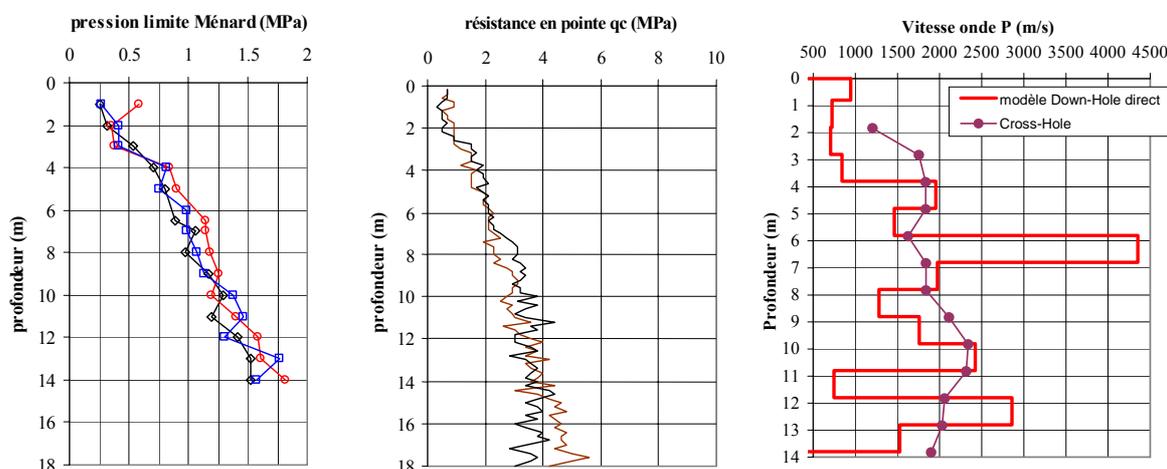


Figure 6.3.14. Caractéristiques pressiométriques, pénétrométriques et sismique du plot LCPC

3. 6. 2. Implantation

La figure 6.3.15 indique l'implantation des palplanches qui ont servies de massif de réaction et des pieux et palplanches qui ont été testés en capacité portante. Les géophones ont été installés en direction du Nord-ouest pour l'ensemble des pieux des deux projets de recherche (Projet nation Vibrofonçage qui été géré par l'IREX et le projet de recherche ArcelorMittal).

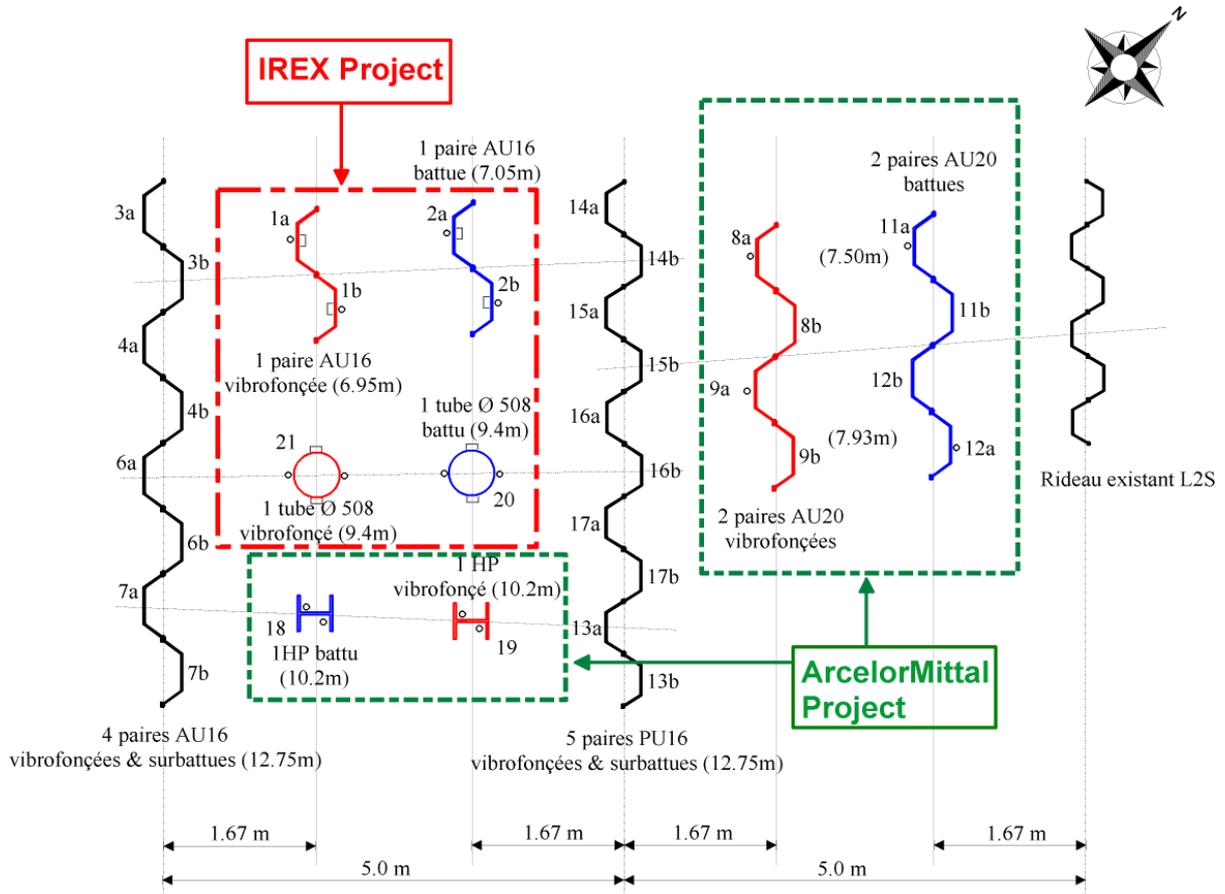


Figure 6.3.15. Schéma d'implantation du site de Merville

4. ANNEXE : DETAILS DES ESSAIS DE MERVILLE

4. 1. Palplanches AU16 vibrofoncées

Ce profilé a été chargé le 21 mai 2003, 49 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 7 paliers de 125 kN maintenus 30 minutes pour les 6 premiers, la rupture du sol s'étant produite 2'24 minutes après l'application du 7^{ème} palier.

4. 1. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.1 à 6.4.2 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenues après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe (figure 6.4.1),
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier (figure 6.4.2),
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête Q_0 (figure 6.4.2).

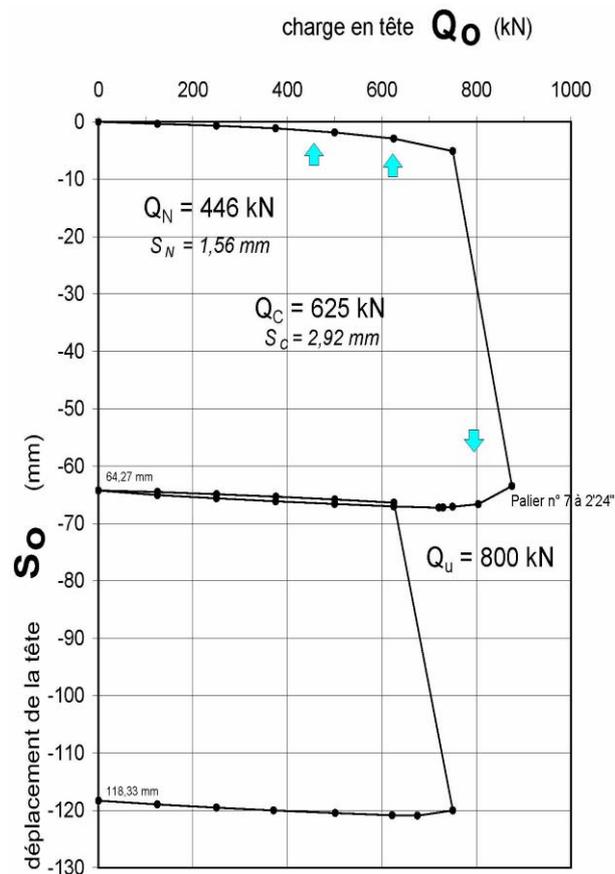


Figure 6.4.1. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

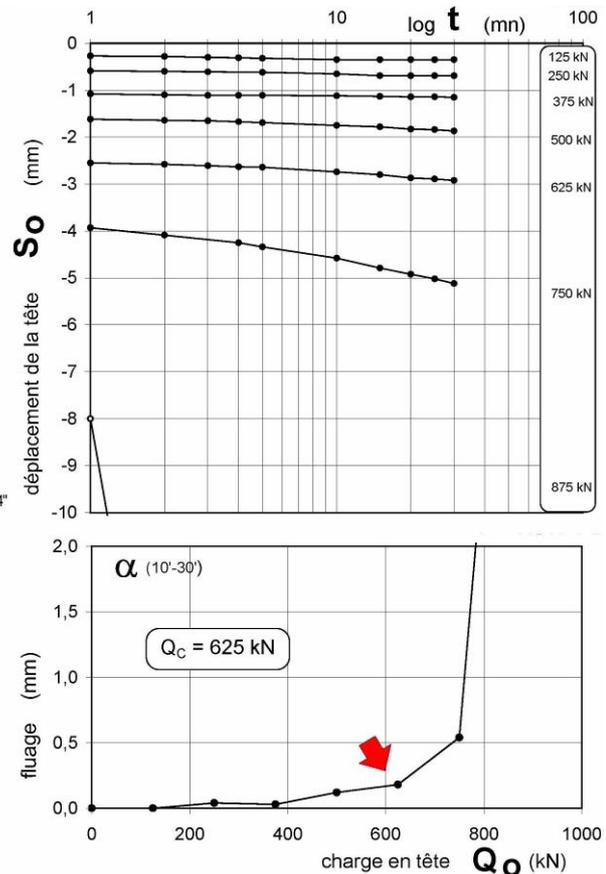


Figure 6.4.2. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La rupture s'est produite 2'24 minutes après avoir atteint le palier de 875 kN. On a observé alors une augmentation très rapide des enfoncements d'environ 20 mm à la minute. La charge limite a été estimée par défaut à $Q_u = 800$ kN. L'enfoncement de la tête a alors largement

dépassé $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre équivalent (*) du profilé avec une valeur $S_0 \approx 64$ mm après 2'24 minutes. Il est intéressant de faire remarquer que la plage de rupture, pour le mode de chargement observé, présente une allure différente de celle du profilé battu.

En adoptant une charge critique de fluage $Q_c = 625$ kN, et après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$ à cette dernière, on est conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanente) $Q_N = 446$ kN. L'enfoncement brut de la tête (cumul des déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents), vaut $1,56$ mm sous cette charge Q_N . Après déchargement complet du pieu d'essai, l'enfoncement résiduel valait $64,27$ mm. On a également procédé à un $2^{\text{ème}}$ cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 125 kN, d'une durée de $3'$ chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière valait (voir figure 6.4.1) : $Q_{ur} = 750$ kN.

Ces différentes valeurs de charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,79 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,28$$

4. 1. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε illustrée par la figure 6.4.3. La figure 6.4.4 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

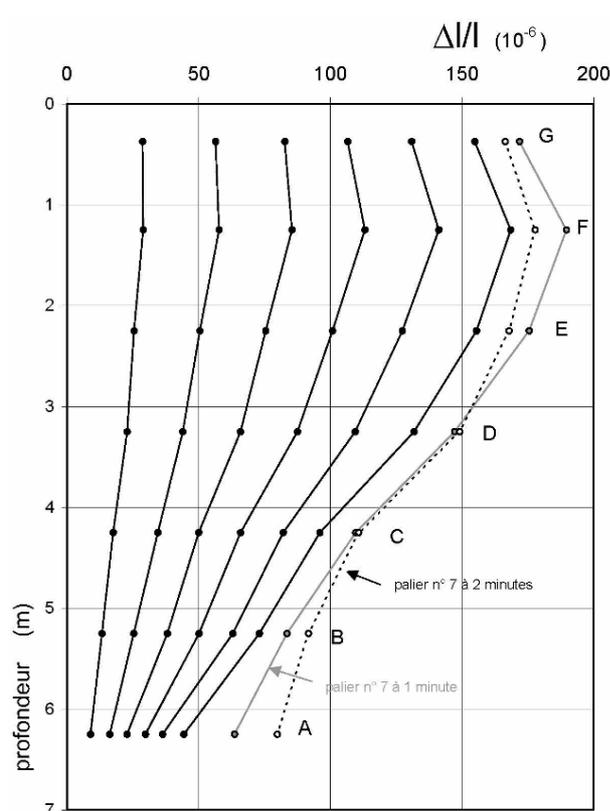


Figure 6.4.3. Distribution des déformations unitaires

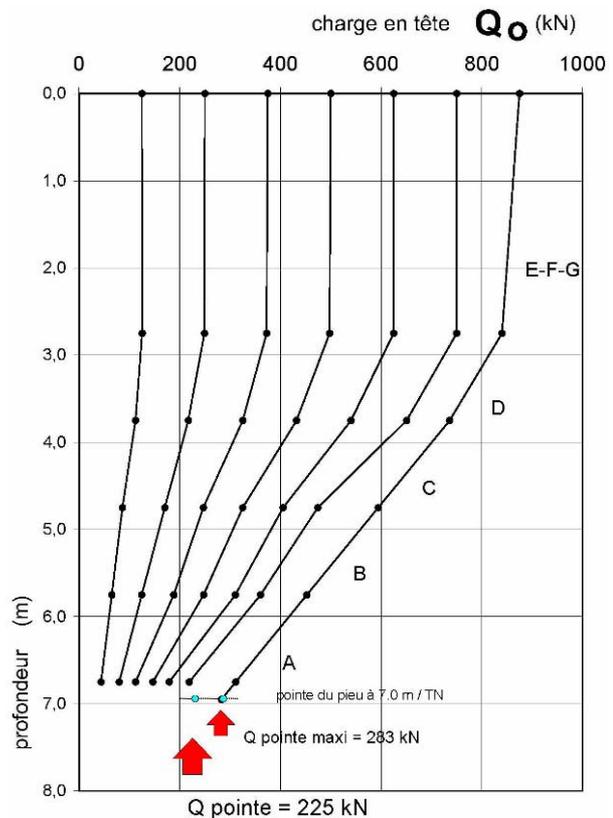


Figure 6.4.4. Distribution des efforts le long du pieu

(*) diamètre calculé à partir de la section en pointe de la paire de palplanche AU16

Pour la charge limite conventionnelle $Q_u = 800$ kN, 72% de la charge est reprise par le frottement latéral ($Q_s = 575$ kN). La charge reprise en pointe vaut $Q_p = 225$ kN et passe à $Q_p = 283$ kN sous la charge maximale atteinte.

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût et la surface développée des palplanches: A - B - C - D - E - F - G, sont représentées sur la figure 3.11. En fonction des niveaux et pour des déplacements de 14 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux E à G, $q_s = 2$ kPa, pour le limon de surface,
- niveaux A à D, $32 \text{ kPa} < q_s < 36 \text{ kPa}$ dans l'argile des Flandres.

Soit un frottement moyen dans l'argile des Flandres de 34 Kpa.

4. 2. Palplanches AU16 battues

Ce profilé a été chargé le 20 mai 2003, soit 47 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 9 paliers de 125 kN, maintenus 30 minutes pour les 8 premiers, la rupture du sol s'étant produite 17 minutes après l'application du 9^{ème} palier.

4. 2. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.5 et 6.4.6 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenues après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe (figure 6.4.5),
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier (figure 6.4.6),
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête (figure 6.4.6).

La charge limite (ou ultime) Q_u du pieu a été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 1,125 MN pour laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements après 17 minutes d'application de la charge. L'enfoncement de la tête a alors largement dépassé $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre équivalent du profilé, avec une valeur $S_0 = 67$ mm après 15 minutes.

La charge critique de fluage Q_C sur la relation $\alpha-Q_0$ de la figure 6.4.6, se situe entre le palier 7 et 8. On a adopté $Q_C = 900$ kN. Cette charge, après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$ conduit, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 643$ kN. L'enfoncement brut de la tête, c'est à dire intégrant les déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents, vaut 2,31 mm sous Q_N .

Après déchargement complet des palplanches, l'enfoncement résiduel valait 63,78 mm. On a alors procédé à un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 125 kN, d'une durée de 3' chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière a été estimée à (figure 6.4.5) : $Q_{ur} = 750$ kN.

Ces différentes charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,75 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_C = 1,25$$

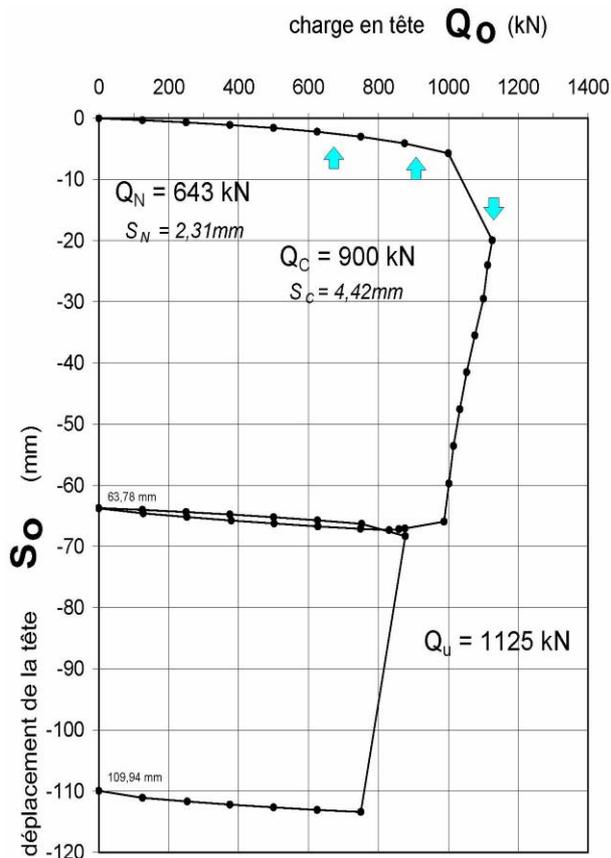


Figure 6.4.5. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

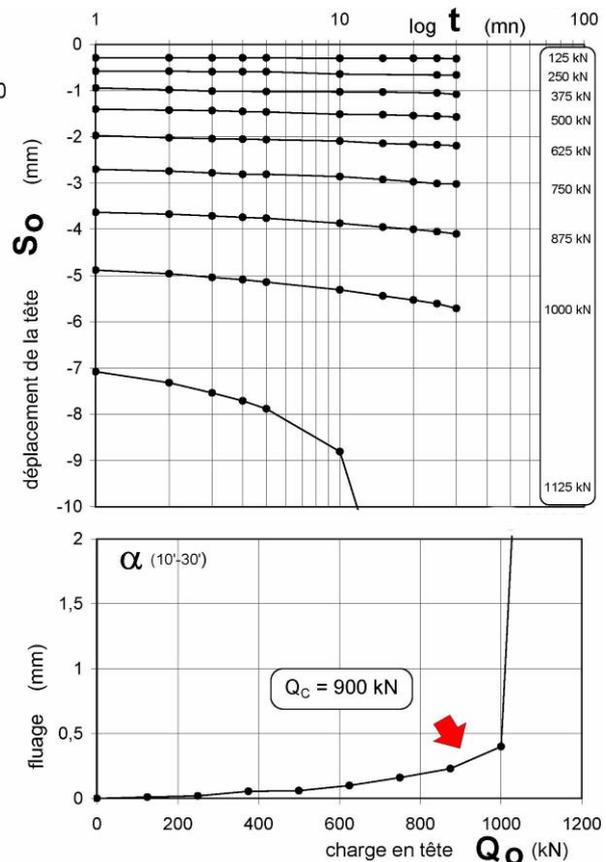


Figure 6.4.6. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

4. 2. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε illustrée sur la figure 6.4.7. La figure 6.4.8 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

Pour la charge limite conventionnelle $Q_U = 1125$ kN, 76% de la charge est reprise par le frottement latéral ($Q_S = 852$ kN). La charge reprise en pointe vaut $Q_P = 273$ kN.

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût : A - B - C - D - E - F - G, sont représentées sur la figure 3.11. Elles correspondent à la surface développée des palplanches. Suivant les niveaux, et pour des déplacements de 6 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux E à G, $q_s = 2$ kPa, pour le limon de surface
- niveaux C et D, q_s de 50 à 55 kPa, pour le début de l'argile des Flandres caractérisé par une pression limite $p_l = 0.7$ MPa.
- niveaux A et B, $q_s = 40$ kPa.

Soit un frottement moyen dans l'argile des Flandres de 45 Kpa.

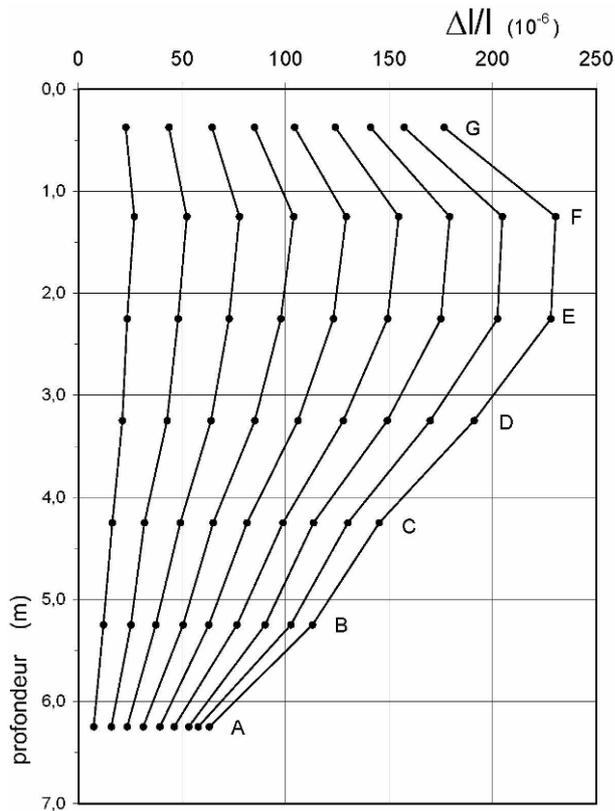


Figure 6.4.7. Distribution des déformations unitaires

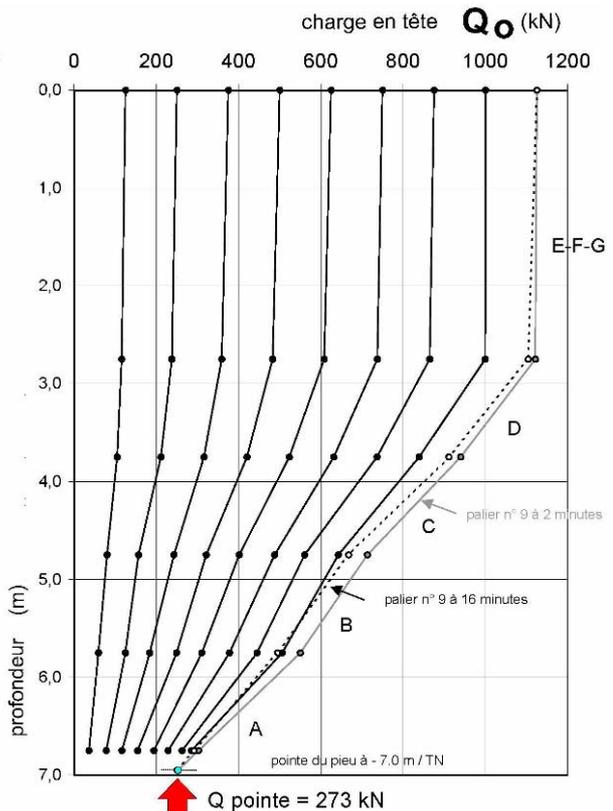


Figure 6.4.8. Distribution des efforts le long du pieu

4. 3. Tube Ø 508 vibrofoncé

Ce pieu a été chargé le 3 juin 2003 soit 56 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 10 paliers de 75 kN maintenus 30 minutes pour les 9 premiers, la rupture du sol s'étant produite 1'30'' après l'application du 10^{ème} palier.

4. 3. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.9 et 6.4.10 illustrent les résultats caractéristiques obtenus après interprétation des mesures en tête de pieu :

- enfoncement de la tête du tube S_0 sous la charge d'essai Q_0 , pour chaque palier;
- relations S_0 - $\log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier;
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

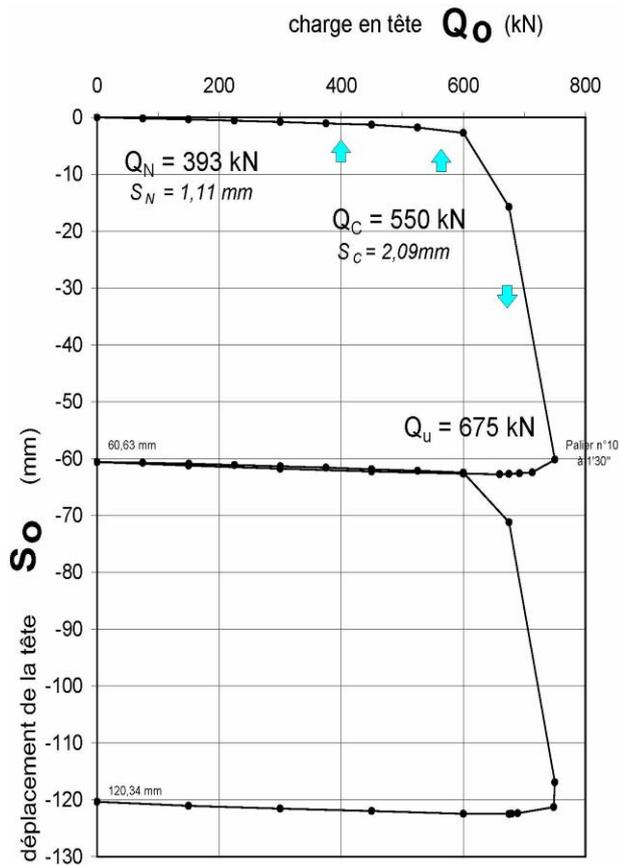


Figure 6.4.9. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

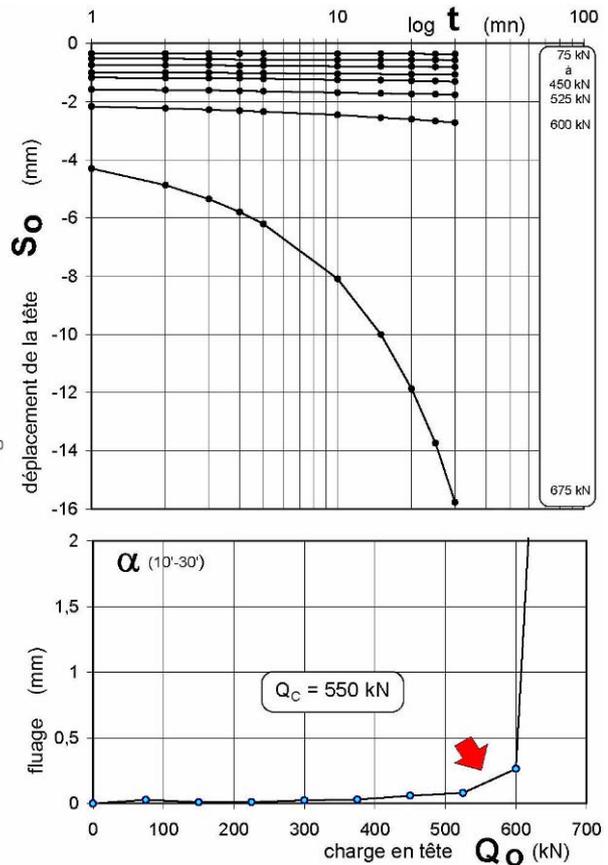


Figure 6.4.10. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La charge limite Q_u du pieu a été atteinte lors de la montée au palier de 750 kN durant laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements de l'ordre de 20 mm à la minute. La charge limite a été estimée par défaut à $Q_u = 675$ kN en raison de la vitesse d'enfoncement observée à la fin du 9^{ème} palier (figure 6.4.10). L'enfoncement de la tête a largement dépassé le $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre du pieu, avec une valeur $S_0 \approx 60$ mm après 1'30 minutes.

La charge critique de fluage Q_c (figure 6.4.10) est estimée 550 kN. En adoptant cette valeur et après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$ on est conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanentes) de : $Q_N = 393$ kN. L'enfoncement brut de la tête (cumul des déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents) était de 1,11 mm sous Q_N .

Après déchargement complet du pieu d'essai, l'enfoncement résiduel était de 60,63 mm. On a également procédé à un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 75 kN, d'une durée de 3' chacun, toujours dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière valait (revoir figure 6.4.9) : $Q_{ur} = 750$ kN.

Ces différentes valeurs de charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,72 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,23$$

4.3.2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε , illustrée par la figure 6.4.11. La figure 6.4.12 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

Pour la charge limite estimée $Q_u = 675$ kN, 83% est reprise par le frottement latéral ($Q_s = 563$ kN) et 17% par la charge en pointe ($Q_p = 112$ kN). La résistance en pointe est égale à $Q_p = 195$ kN sous la charge maximale d'essai de 750 kN (figure 6.4.12).

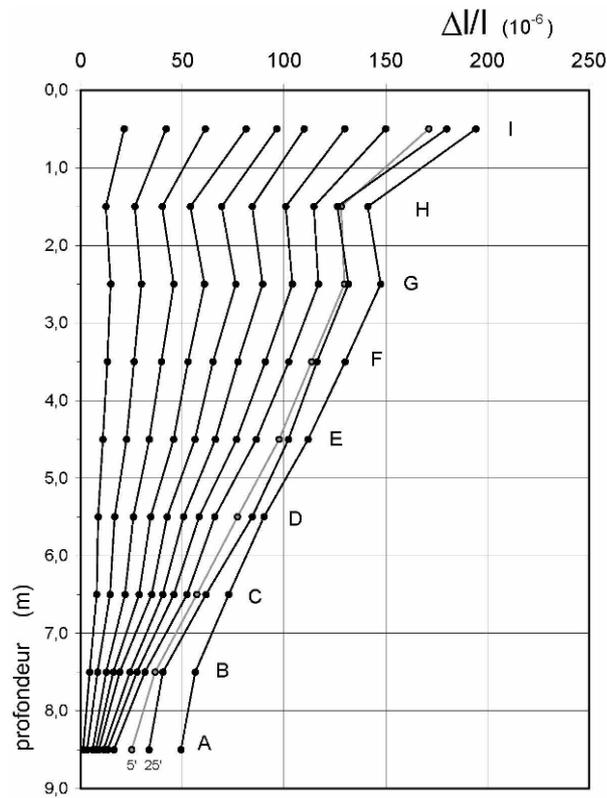


Figure 6.4.11. Distribution des déformations unitaires

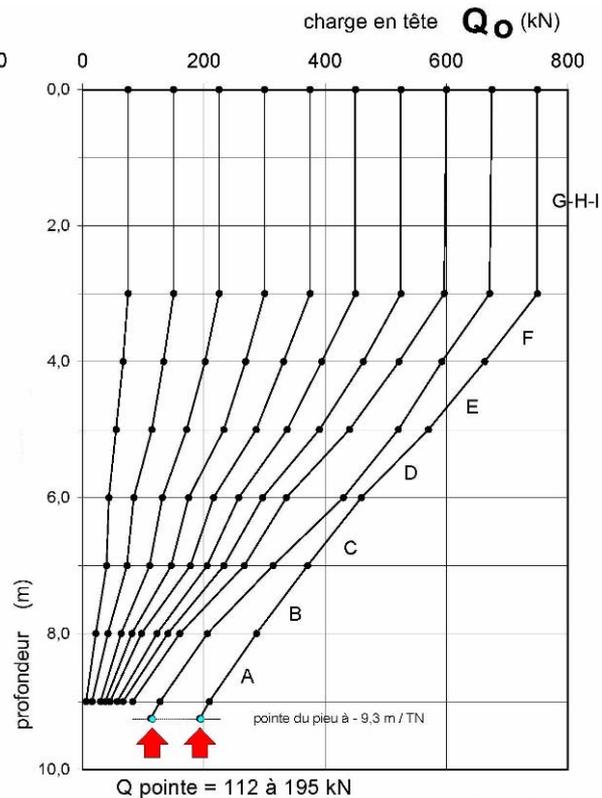


Figure 6.4.12. Distribution des efforts le long du pieu

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût : A - B - C - D - E - F - G - H et I, sont représentées sur la figure 3.13. Suivant les niveaux, et pour des déplacements de 14 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux G - H - I, $q_s = 4$ kPa, pour le limon de surface,
- niveaux A à F, 33 kPa. $< q_s < 53$ kPa dans l'argile des Flandres, avec une valeur moyenne de 42 kPa.

4.4. Tube Ø 508 battu

Ce pieu a été chargé le 22 mai 2003, 45 jours après sa mise en fiche. L'essai a comporté deux cycles de chargement par paliers maintenus pendant une durée de 30 minutes pour le 1^{er}, et de 3 minutes pour le 2^{ème}. Le chargement a été effectué par paliers de 75 kN jusqu'au poinçonnement vis-à-vis du sol, avec une forte augmentation de la vitesse d'enfoncement après l'application du 15^{ème} palier (1125 kN).

4. 4. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.13 et 6.4.14 illustrent les résultats caractéristiques obtenus après interprétation des mesures d'enfoncement de la tête du pieu :

- enfoncement de la tête du tube S_0 sous la charge d'essai Q_0 , pour chaque palier;
- relations S_0 - $\log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier;
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

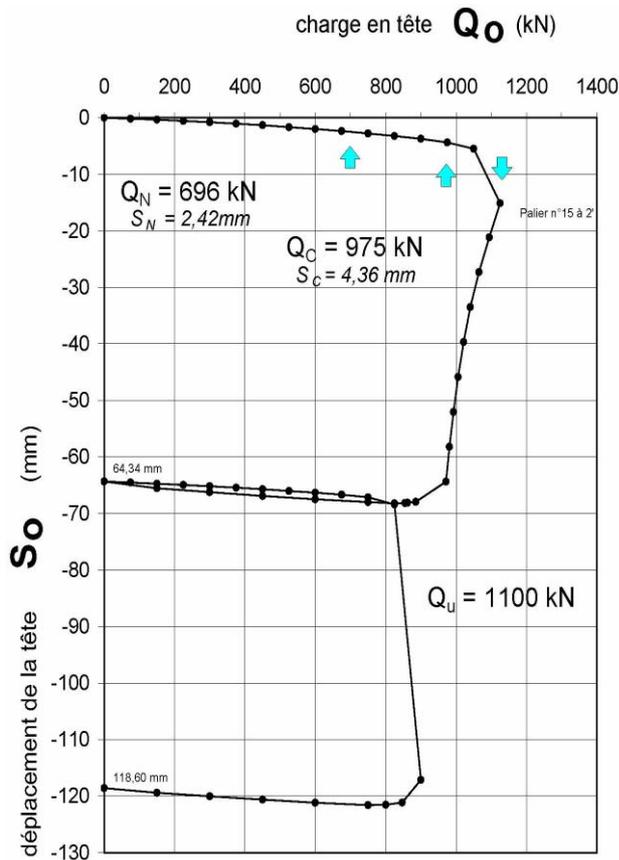


Figure 6.4.13. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

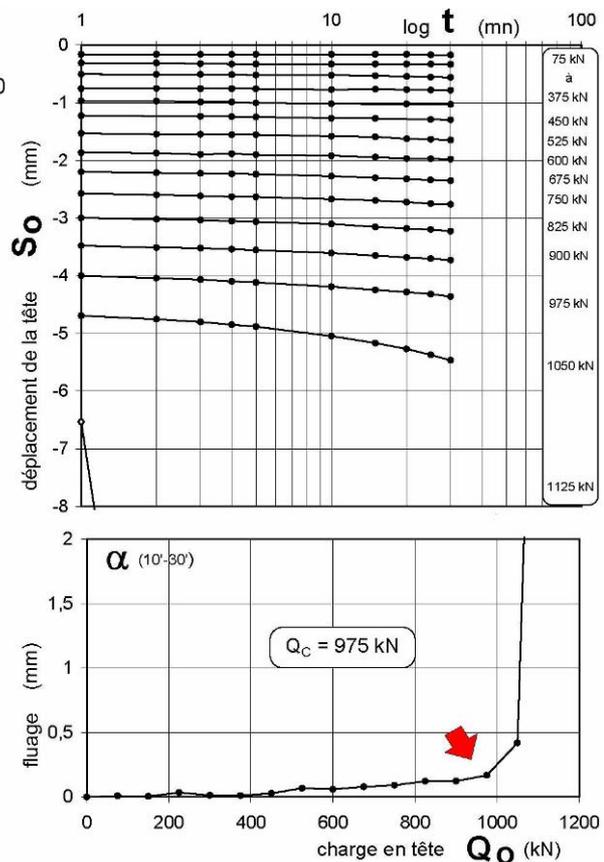


Figure 6.4.14. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

L'analyse du comportement du tube battu $\varnothing 508$ montre que la charge limite vis-à-vis du sol Q_u a été effectivement atteinte, tout comme la charge de fluage Q_c avec des valeurs :

$$Q_u = 1100 \text{ kN} \quad \text{et} \quad Q_c = 975 \text{ kN}.$$

En adoptant $Q_c = 975 \text{ kN}$, et après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$ on obtient une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanentes) de : $Q_N = 696 \text{ kN}$. L'enfoncement brut de la tête, c'est-à-dire intégrant les déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents, vaut $2,42 \text{ mm}$ sous Q_N .

Après déchargement complet, l'enfoncement résiduel est resté stabilisé à $64,34 \text{ mm}$. On a ensuite procédé comme pour les palplanches AU16, à la réalisation d'un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement. Il a consisté en paliers de 75 kN , d'une durée de $3'$ chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière valait (revoir 6.4.13) : $Q_{ur} = 900 \text{ kN}$.

Ces différentes charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,58 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,13$$

4. 4. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts et de leur mobilisation a été effectuée à partir des raccourcissements unitaires Δ/l (figure 6.4.15). On établit ensuite la distribution des efforts le long du fût (figure 6.4.16).

La charge limite conventionnelle de 1100 kN est reprise à raison de 910 kN par le frottement latéral, soit 83% de la charge totale, et de 190 kN sous la pointe (figure 6.4.16).

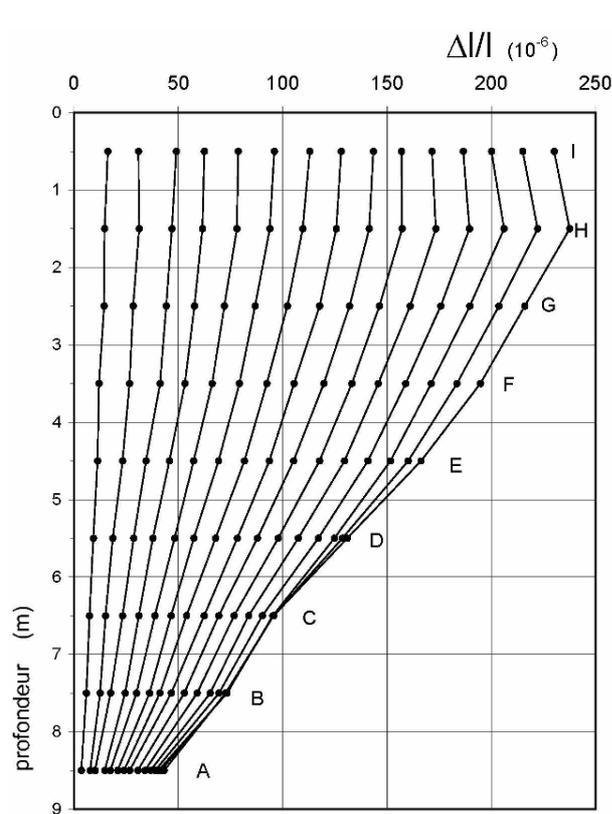


Figure 6.4.15. Distribution des déformations unitaires

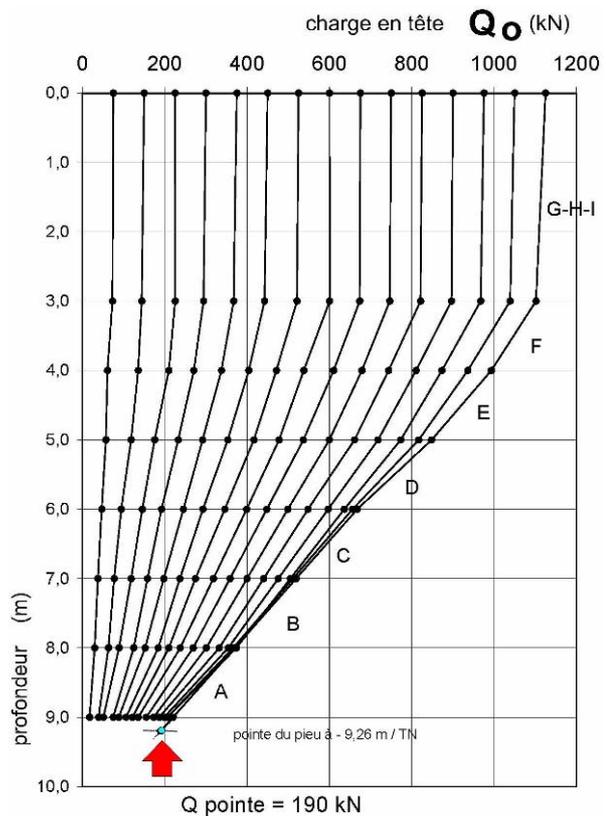


Figure 6.4.16. Distribution des efforts le long du pieu

Le frottement latéral est resté négligeable sur les 3 premiers mètres du pieu. On distingue 2 régimes caractéristiques de frottement, dont les courbes de mobilisation des valeurs unitaires q_s sont données sur la figure 3.13. Pour des déplacements absolus de 5 millimètres, les valeurs des frottements unitaires q_s valent respectivement :

- niveaux G - H - I, $q_s = 2$ kPa dans les limons de surface,
- niveaux A à F, $47 < q_s < 76$ kPa dans les argiles, avec une valeur moyenne de 67 kPa.

4. 5. HP 400*213 vibrofoncé

Ce profilé a été chargé le 3 avril 2003, 62 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 8 paliers de 75 kN maintenus 30 minutes, la rupture du sol s'étant produite 1'10 minutes après l'application du 9ème palier.

4. 5. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.17 à 6.4.18 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenus après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe,
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier,
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

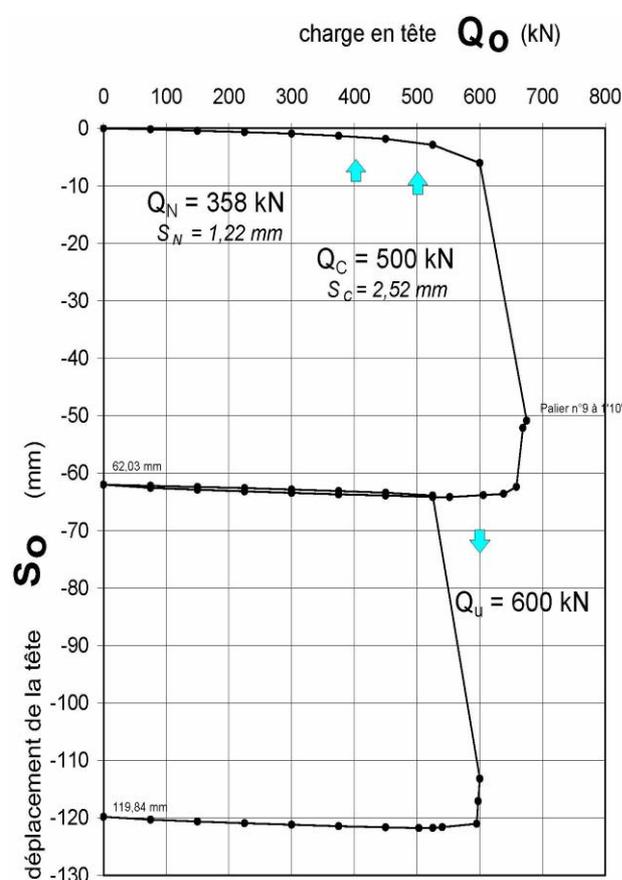


Figure 6.4.17. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

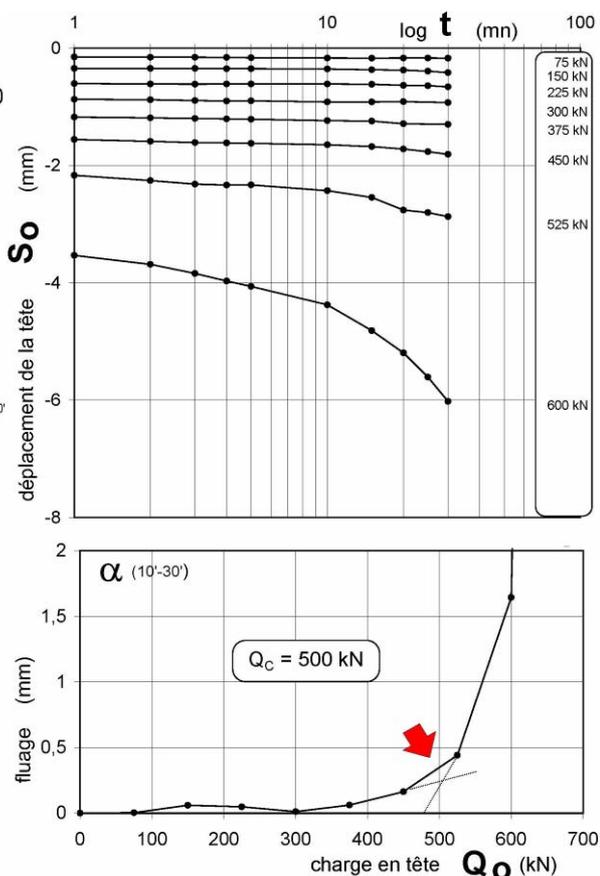


Figure 6.4.18. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La rupture s'est produite 1'10 minutes après avoir atteint le palier de 675 kN. La charge limite a été estimée par défaut à $Q_u = 600$ kN ; le palier précédent. L'enfoncement de la tête a alors largement dépassé $1/10^{\text{ème}}$ du diamètre équivalent^(*) du profilé avec une valeur $S_0 \approx 50$ mm après 1'10 minutes. Il est intéressant de faire remarquer que la plage de rupture, pour le mode de chargement observé, présente une allure différente de celle du profilé battu.

En adoptant une charge critique de fluage $Q_C = 500$ kN (figure 6.4.18), et après application d'un coefficient minorant de 1/1,40 à cette dernière, on est conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 358$ kN.

L'enfoncement brut de la tête (cumul des déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents), vaut 1,22 mm sous cette charge Q_N . Après déchargement complet du pieu d'essai, l'enfoncement résiduel valait 62,03 mm. On a également procédé à un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 75 kN, d'une durée de 3' chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière valait également (revoir figure 6.4.17) : $Q_{ur} = 600$ kN.

Ces différentes valeurs de charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,67 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_C = 1,20$$

4. 5. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε illustrée par la figure 6.4.19. La figure 6.4.20 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

Sous la charge limite conventionnelle soit $Q_u = 600$ kN, environ 78% de la charge est reprise par le frottement latéral ($Q_s = 465$ kN). La charge reprise en pointe vaut $Q_p = 135$ kN et passe à $Q_p = 150$ kN sous la charge maximale atteinte (figure 6.4.20).

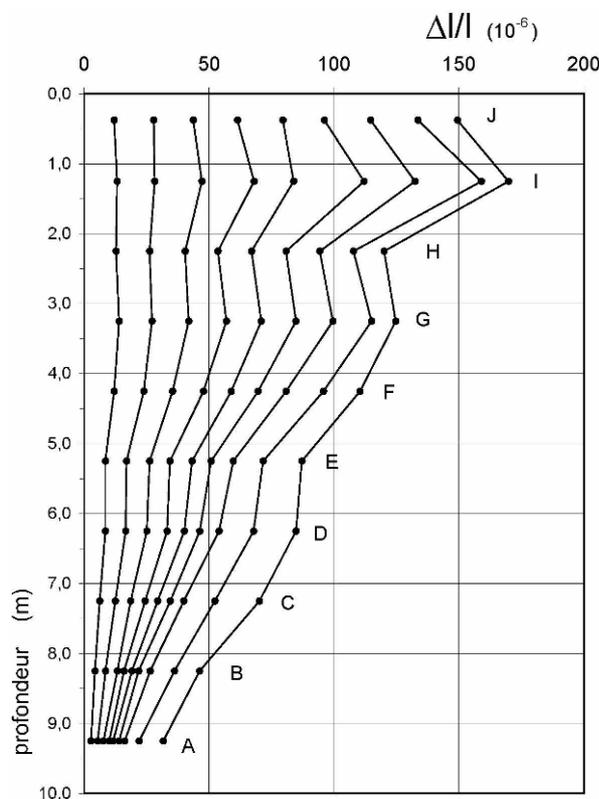


Figure 6.4.19. Distribution des déformations unitaires

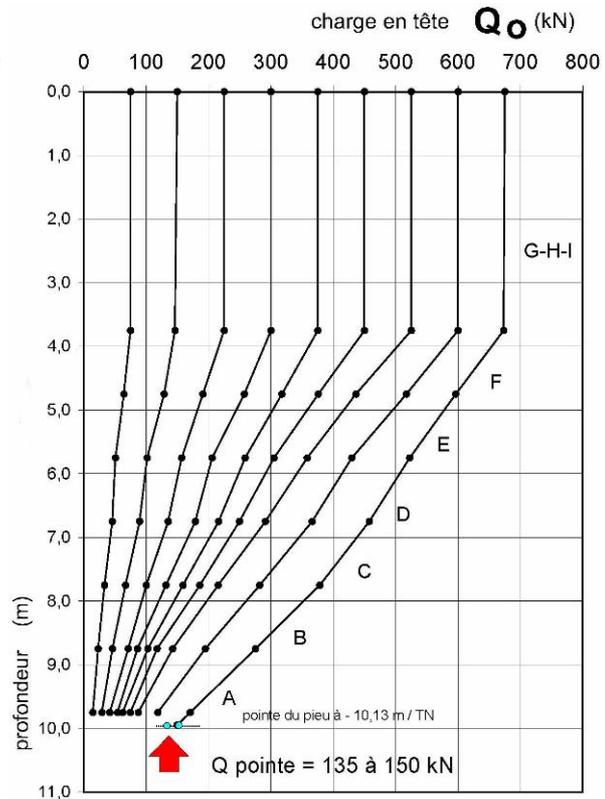


Figure 6.4.20. Distribution des efforts le long du pieu

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux du pieu: A - B - C - D - E - F - G, sont représentées sur la figure 3.12. En fonction des niveaux et pour des déplacements absolus de 5 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux I à G, $q_s = 2$ kPa, pour le limon de surface,
- niveau F, $q_s = 45$ kPa dans l'argile des Flandres altérée,
- niveaux A à E, $28 \text{ kPa} < q_s < 37 \text{ kPa}$ dans l'argile des Flandres.

Soit un frottement moyen dans l'argile des Flandres de 35 Kpa.

4. 6. HP 400*213 battu

Ce profilé a été chargé le 4 juin 2003, 47 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 10 paliers de 100 kN, maintenus 30 minutes pour les 9 premiers, la rupture du sol s'étant produite 25 secondes après l'application du 10^{ème} palier.

4. 6. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures B.63 à B.66 illustrent l'essentiel des résultats caractéristiques obtenus après l'interprétation de l'ensemble des mesures. L'interprétation des mesures en tête conduit aux 3 graphes caractéristiques :

- charge en tête Q_0 - enfoncement de la tête S_0 et de la pointe,
- relation $S_0 - \log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier,
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

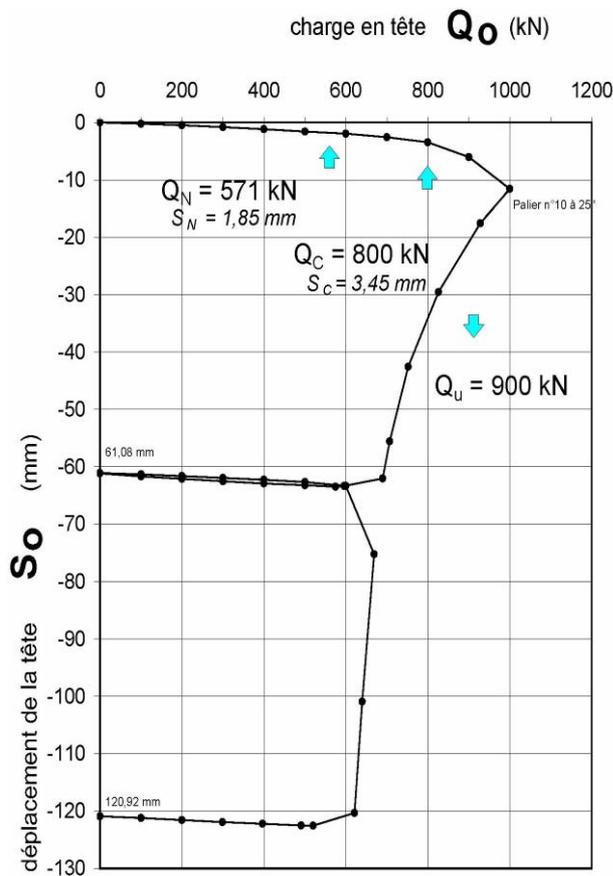


Figure 6.4.21. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

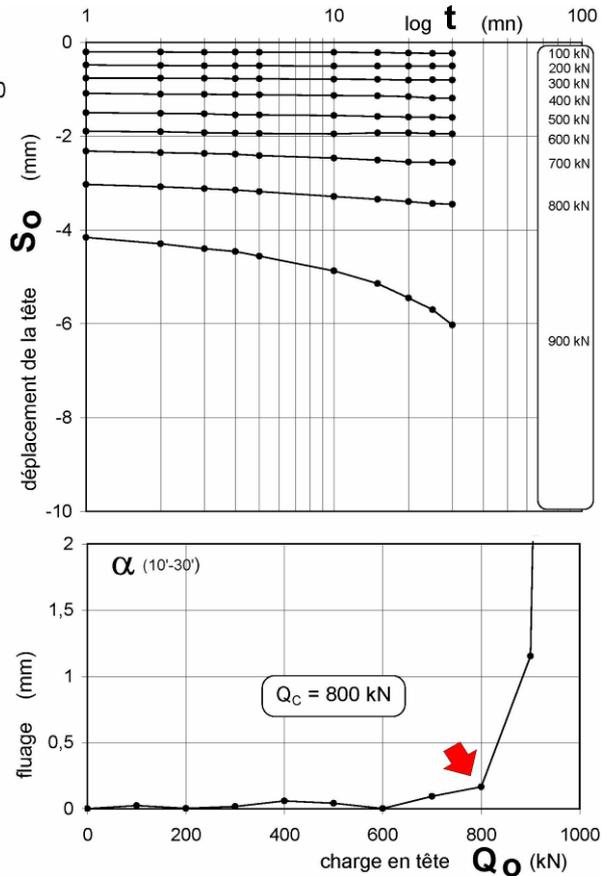


Figure 6.4.22. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

La charge limite du pieu a été atteinte sous la charge maximale d'épreuve de 1,0 MN pour laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements après 25 secondes d'application de la charge. Pour cette raison, la charge limite (ou ultime) Q_u du pieu a été estimée à 900 kN.

La charge critique de fluage Q_c sur la relation $\alpha-Q_0$, a été estimée à 800 kN (figure 6.4.22). Cette charge, après application d'un coefficient minorant de 1/1,40 conduit, toujours vis-à-vis du sol, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanente) de : $Q_N = 571$ kN. L'enfoncement brut de la tête, c'est à dire intégrant les déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents, vaut 1,85 mm sous Q_N .

Après déchargement complet du profilé HP, l'enfoncement résiduel valait 61,08 mm. On a alors procédé à un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 100 kN, d'une durée de 3' chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière a été estimée à (revoir figure 6.4.21) : $Q_{ur} = 650$ kN.

Ces différentes charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,57 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,125$$

4. 6. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût, et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε illustrée sur la figure B.65. La figure B.66 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

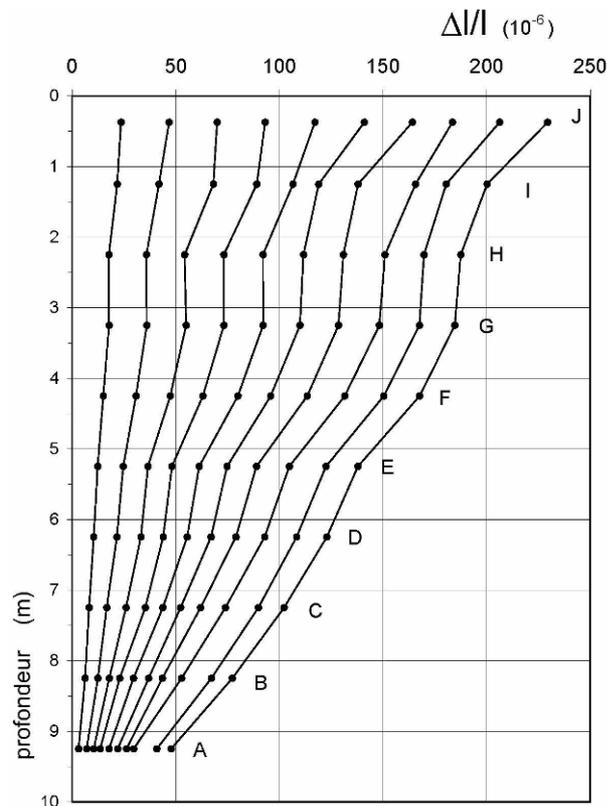


Figure 6.4.23. Distribution des déformations unitaires

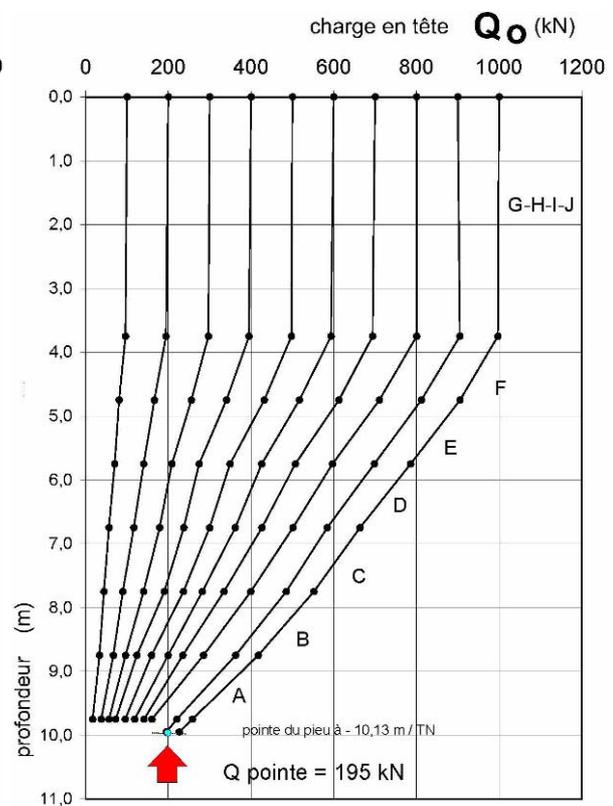


Figure 6.4.24. Distribution des efforts le long du pieu

Sous la charge maximale $Q_{um} = 1000$ kN, 77% de la charge est reprise par frottement latéral ($Q_s = 774$ kN) et la charge reprise en pointe vaut $Q_p = 226$ kN.

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux du pieu : A - B - C - D - E - F - G - H - I, sont représentées sur la figure 3.12. Elles correspondent à la surface développée du profilé. Suivant les niveaux, et pour des déplacements absolus de 10 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux I à G, $q_s = 2$ kPa, pour le limon de surface,
- niveaux C - D et E, q_s de 40 à 48 kPa,
- niveaux A et B, q_s de 58 à 68 kPa.

Soit un frottement moyen dans l'argile des Flandres de 50 Kpa.

4. 7. Palplanches AU-20 vibrofoncées

Ce rideau a été chargé le 12 juin 2003 soit 76 jours après sa mise en fiche. Le programme de chargement a comporté 9 paliers de 200 kN maintenus 30 minutes pour les 8 premiers, la rupture du sol s'étant produite 3'20'' après l'application du 9^{ème} palier.

4. 7. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.25 et 6.4.26 montrent les résultats caractéristiques obtenues après interprétation des mesures en tête :

- enfoncement de la tête du tube S_0 sous la charge d'essai Q_0 , pour chaque palier;
- relations S_0 - $\log t$ traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier;
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

La charge limite (ou ultime) Q_u du pieu a été atteinte lors de la montée au palier de 1800 kN (180 t) durant laquelle on a observé une augmentation très rapide des enfoncements de l'ordre de 15 mm à la minute. La charge limite a été estimée par défaut à $Q_u = 1700$ kN en raison de la vitesse d'enfoncement observée à la fin du 9^{ème} palier (revoir figure 6.4.25).

La charge critique de fluage Q_c est déterminée sur le graphique α - Q_0 (figure 6.4.26). Elle a été estimée à $Q_c = 1400$ kN. En adoptant cette valeur et après application d'un coefficient minorant de 1/1,40 on est obtient, toujours vis-à-vis du sol, à une charge aux ELS (combinaisons quasi-permanentes) de : $Q_N = 1000$ kN. L'enfoncement brut de la tête (cumul des déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents) valait 1,82 mm sous Q_N .

Après déchargement complet du pieu d'essai, l'enfoncement résiduel était égal à 62,85 mm. On a également procédé à un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement par paliers de 200 kN, d'une durée de 3' chacun, toujours dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière a été estimée à (revoir figure 6.4.25) : $Q_{ur} = 1500$ kN.

Ces différentes valeurs de charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,80 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,21$$

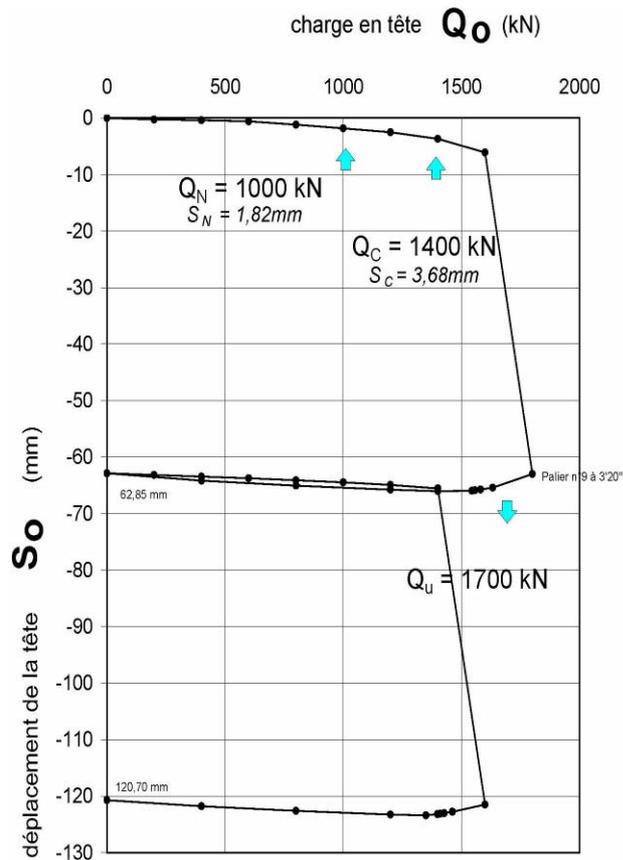


Figure 6.4.25. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

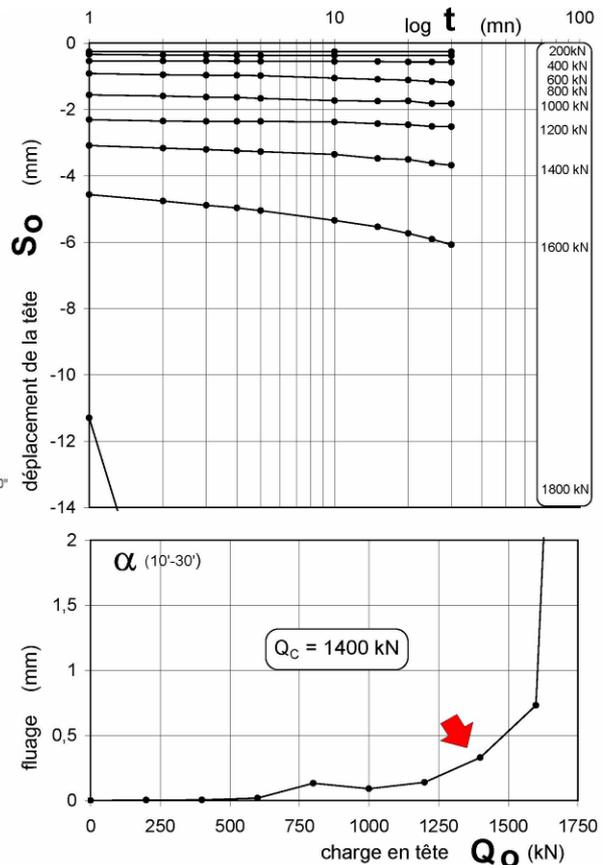


Figure 6.4.26. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

4. 7. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts le long du fût et de leur mobilisation a été effectuée à partir de la distribution des déformations unitaires ε , illustrée par la figure 6.4.27. La figure 6.4.28 illustre la distribution des efforts le long du pieu pour les différents niveaux de mesure.

Pour cet essai, nous ne constatons pas de dysfonctionnement comme lors de l'essai sur les AU20 battues, car suite à une « heureuse » erreur de montage, les tubes-logements, sur ce rideau vibrofoncé, ont été soudés du même côté, et de ce fait, un des tubes se trouve au voisinage immédiat de l'axe d'application de la charge. La représentation graphique ci-dessous montre clairement la linéarité des niveaux inférieurs, A et B, et en conséquence, une interprétation classique a pu être adoptée en utilisant que l'extensomètre central (figure 6.3.15).

Pour la charge limite $Q_{umax} = 1700 \text{ kN} \approx 71\%$ est reprise par frottement latéral ($Q_s = 1200 \text{ kN}$) et $\approx 29\%$ par la pointe ($Q_p = 500 \text{ kN}$).

Les courbes de mobilisation du frottement unitaire pour les différents niveaux de fût : A - B - C - D - E - F et G, sont représentées sur la figure 3.14. Suivant les niveaux, et pour des déplacements absolus de 5 mm, les valeurs q_s sont égales à :

- niveaux E à G, $q_s = 4 \text{ kPa}$, pour les limons de surface,
- niveau D, $q_s = 15 \text{ kPa}$ dans les argiles altérée,

- niveau A à C, 22 kPa. $< q_s < 40$ kPa dans l'argile des Flandres, avec une valeur moyenne de 32 kPa.

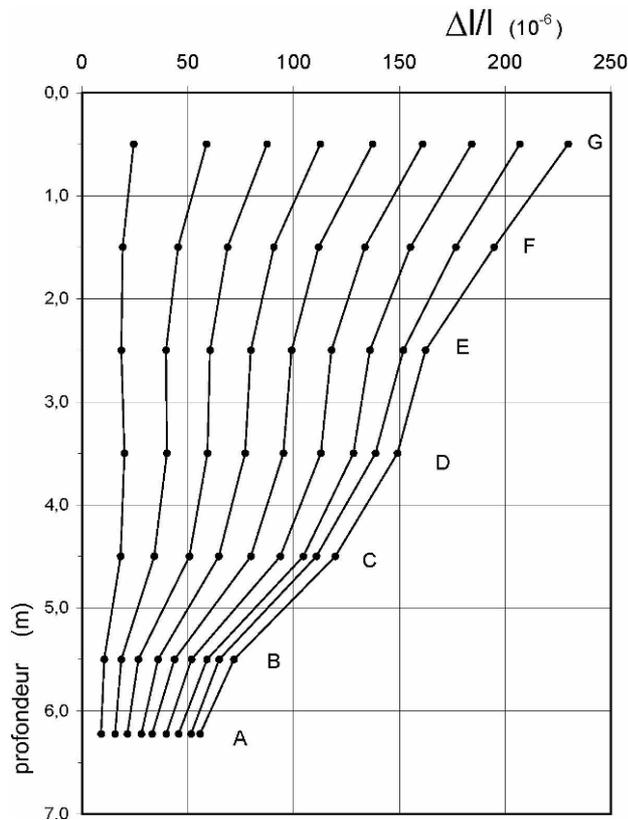


Figure 6.4.27. Distribution des déformations unitaires

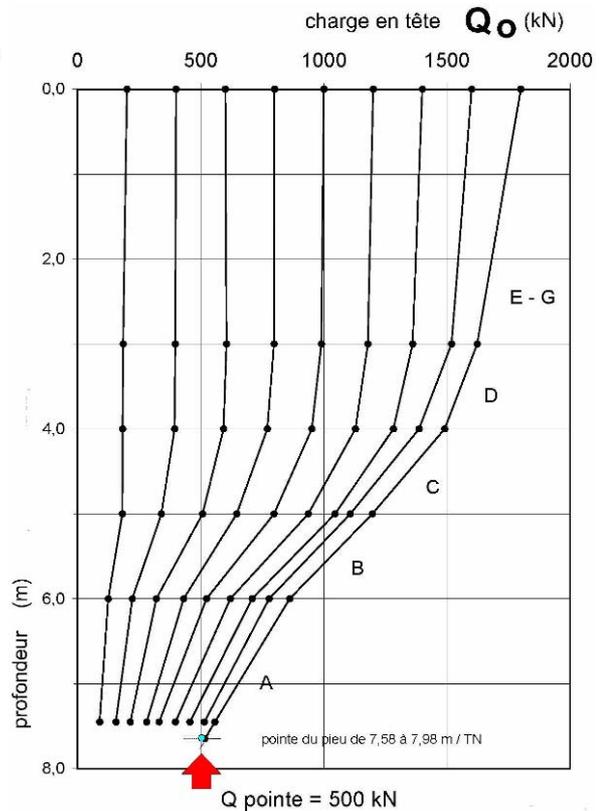


Figure 6.4.28. Distribution des efforts le long du pieu

4. 8. Palplanches AU-20 battues

Ce rideau a été chargé le 11 juin 2003, 74 jours après sa mise en fiche. L'essai a comporté deux cycles de chargement par paliers maintenus pendant une durée de 30 minutes pour le 1er, et de 3 minutes pour le 2ème. Le chargement a été effectué par paliers de 250 kN jusqu'au poinçonnement vis-à-vis du sol, 24 minutes après l'application du 10^{ème} palier (2500 kN).

4. 8. 1. Mesures en tête – courbe de chargement

Les figures 6.4.29 et 6.4.30 présentent les résultats caractéristiques obtenues après interprétation des mesures en tête :

- enfoncement de la tête du tube S_0 sous la charge d'essai Q_0 , pour chaque palier;
- relations S_0 -log t traduisant l'évolution du tassement pour chaque palier;
- tassement différentiel α entre les points de mesures à 10 et 30 minutes – charge en tête.

L'analyse du comportement du rideau AU20 battu montre que la charge limite vis-à-vis du sol Q_u a été effectivement atteinte, tout comme la charge de fluage Q_c avec des valeurs : $Q_u = 2500$ kN et $Q_c = 2000$ kN.

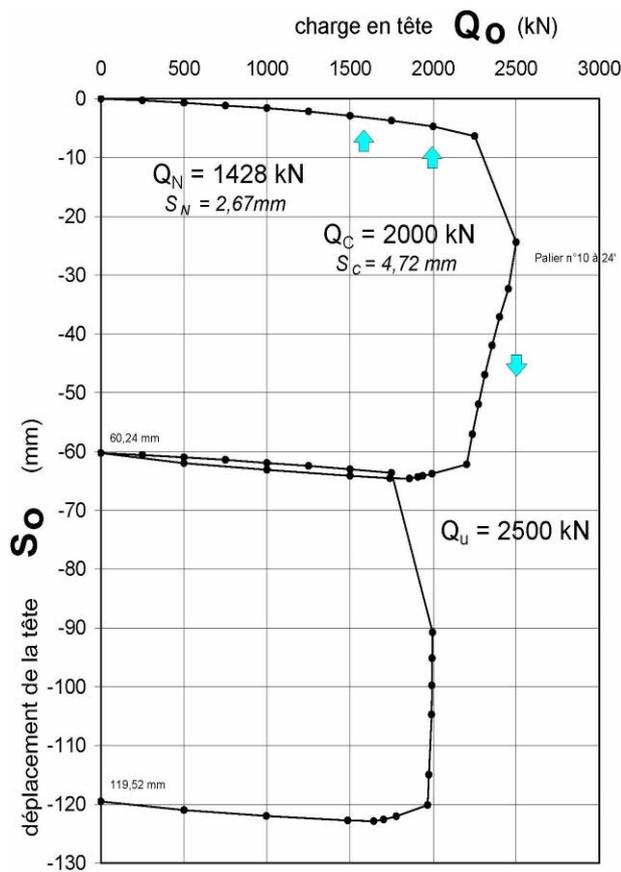


Figure 6.4.29. Enfoncement de la tête en fonction de la charge appliquée

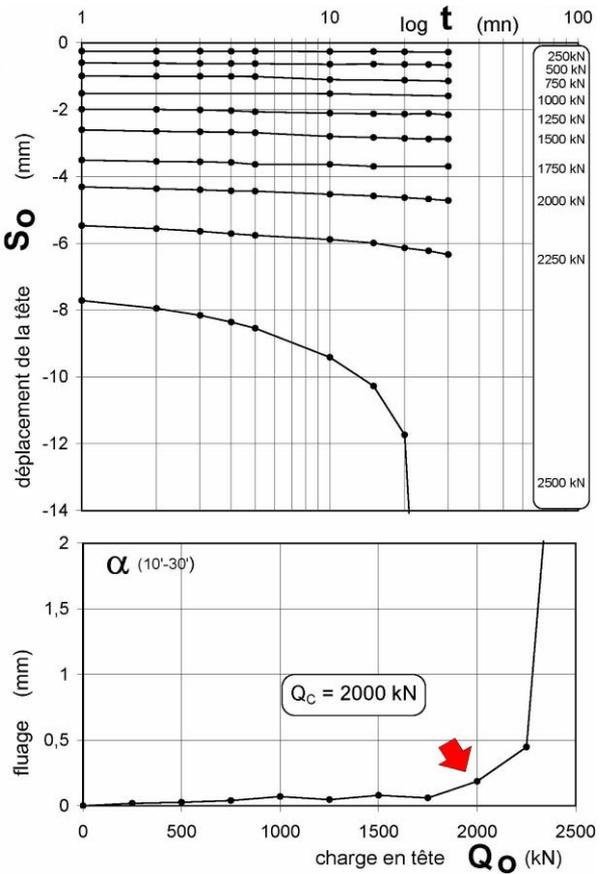


Figure 6.4.30. Tassement de la tête et fluage en fonction de la charge appliquée

En adoptant $Q_c = 2000 \text{ kN}$, et après application d'un coefficient minorant de $1/1,40$, on obtient une charge de service : $Q_N = 1428 \text{ kN}$. L'enfoncement brut de la tête, c'est-à-dire intégrant les déformations élastiques du pieu et du sol mais aussi les enfoncements permanents, vaut $2,67 \text{ mm}$ sous Q_N .

Après déchargement complet, l'enfoncement résiduel est resté stabilisé à $60,24 \text{ mm}$. On a ensuite procédé comme pour les profilés HP, à la réalisation d'un 2^{ème} cycle rapide de chargement-déchargement. Il a consisté en paliers de 250 kN , d'une durée de $3'$ chacun, dans le but de déterminer la charge limite résiduelle Q_{ur} . Cette dernière valait (revoir figure 6.4.30) : $Q_{ur} = 2000 \text{ kN}$.

Ces différentes charges caractéristiques conduisent aux rapports suivants :

$$Q_u / Q_N = 1,75 \quad \text{et} \quad Q_u / Q_c = 1,25$$

4. 8. 2. Mesures extensométriques – distribution des charges

L'analyse de la distribution des efforts et de leur mobilisation a été effectuée à partir des raccourcissements unitaires $\Delta l/l$ (figure 6.4.31).

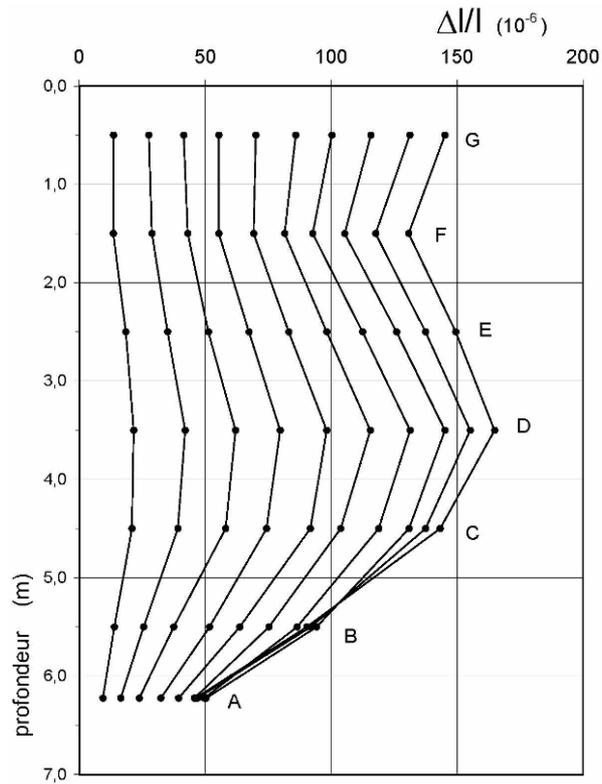


Figure 6.4.31. Distribution des déformations unitaires

Une autre représentation des déformations unitaires Δ/I en fonction de la charge appliquée en tête (figure 6.4.32), met en évidence un dysfonctionnement après l'application du 5^{ème} palier.

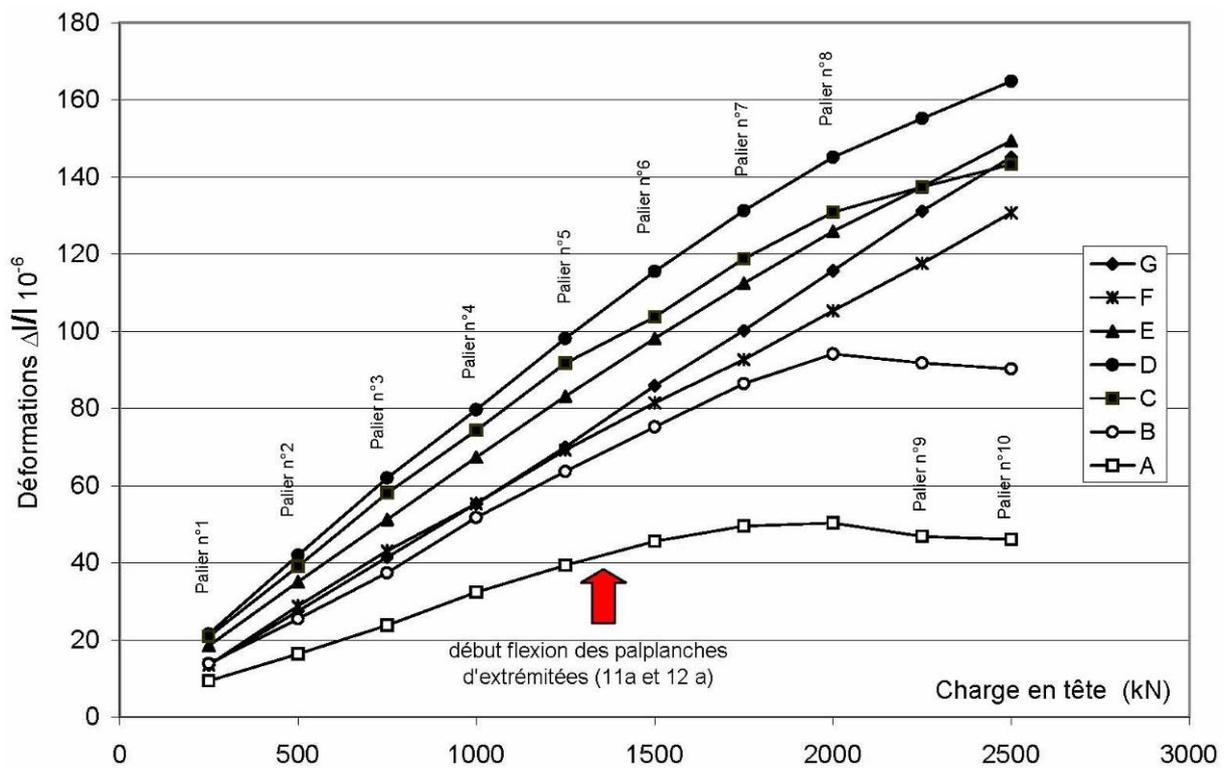


Figure 6.4.32. Distribution des déformations unitaires en fonction de la charge

Après vérifications et étude du dispositif de mise en charge, il s'avère que l'application d'une charge de 2500 kN sur une surface de 40x40 cm (embase du vérin) reposant sur un profilé HP 400x213, génère une flèche du profilé de l'ordre de 1 cm comme indiqué sur la figure 6.4.33.

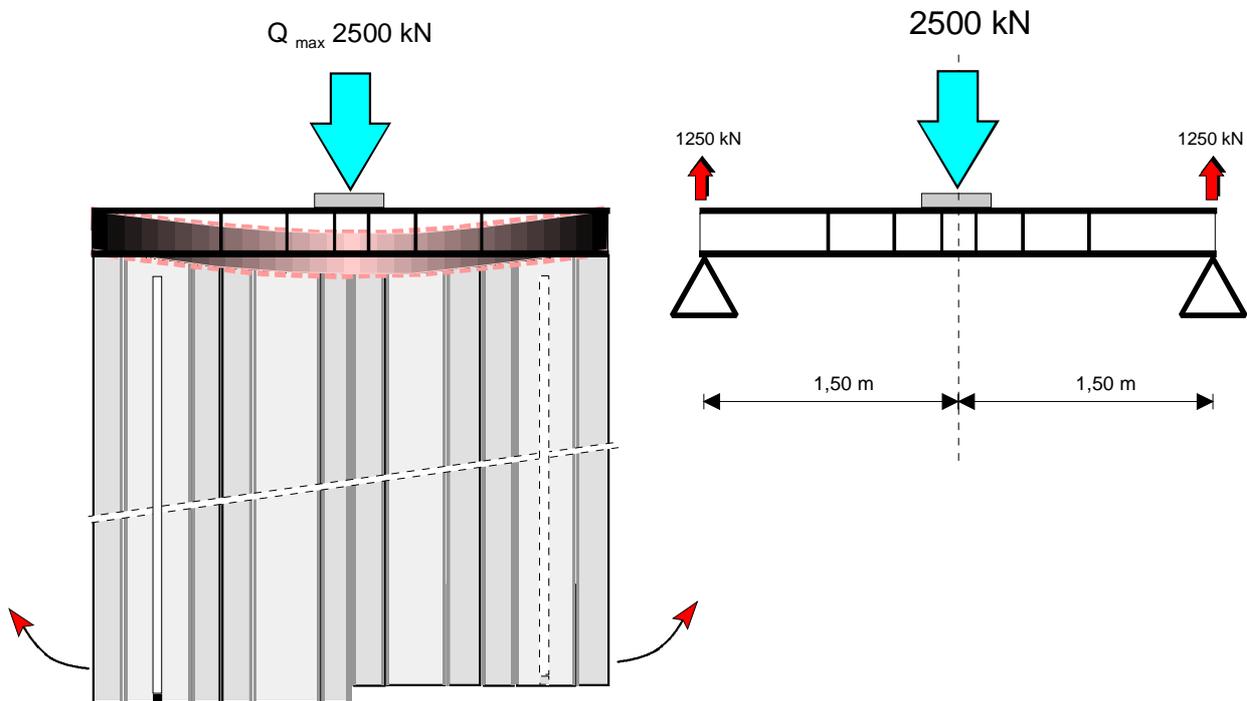


Figure 6.4.33. Schéma de principe de flexion du profilé HP sous chargement centré

De plus, les tubes extensométriques sont situés aux extrémités du rideau (figure 6.3.15) et subissent toutes les déformations parasites dues à la flexion des palplanches. Il est donc recommandé, pour ce type de profilé de grande largeur, d'équiper chaque palplanche d'un tube logement dans le but d'obtenir le maximum de renseignement sur le mode de déformation.

La distribution des efforts et de leur mobilisation a été effectuée sur la base d'une extrapolation linéaire des déformations après le 5ème palier (figure 6.4.34) dans le but de masquer la dérive due à la flexion du rideau. En faisant cette hypothèse, nous obtenons pour une charge limite conventionnelle de 2500 kN, un effort de pointe de l'ordre de 671 kN, soit $\approx 27\%$ de la charge totale.

On distingue 3 régimes caractéristiques de frottement, dont les courbes de mobilisation des valeurs unitaires q_s sont données sur la figure 3.14. Pour des déplacements absolus de 5 millimètres, les valeurs des frottements unitaires q_s valent respectivement :

- niveaux D à G, $q_s = 12$ kPa dans les limons de surface et le toit de l'argile des Flandres,
- niveau C, $q_s = 20$ kPa dans les argiles altérées,
- niveaux A -B, 38 kPa $< q_s < 62$ kPa dans l'argile des Flandres.

Soit un frottement moyen dans l'argile des Flandres de 50 Kpa.

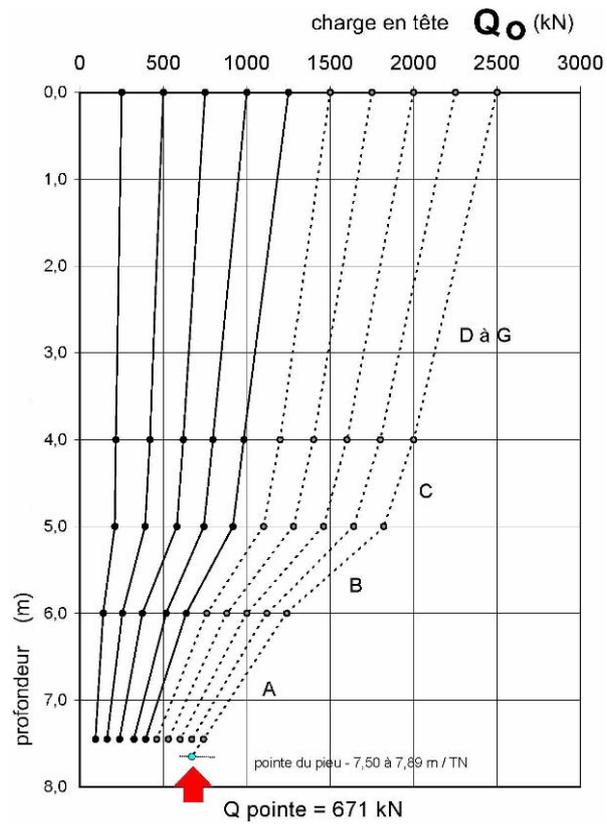


Figure 6.4.34. Distribution des efforts le long du pieu