Contribution à l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux

Omar Benzaria

▶ **To cite this version:**

Omar Benzaria. Contribution à l'étude du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux. Autre. Université Paris-Est, 2012. Français. NNT : 2012PEST1112 . tel-00867022

HAL Id: tel-00867022

https://theses.hal.science/tel-00867022

Submitted on 27 Sep 2013

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.

UNIVERSITÉ PARIS-EST

THESE DE DOCTORAT

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR
DE
L'UNIVERSITE PARIS-EST

Spécialité : **Géotechnique**

Présentée et soutenue publiquement par

BENZARIA Omar

Intitulée :

Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux

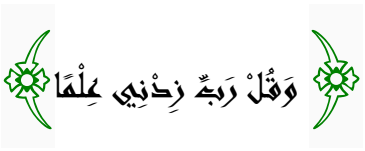
Les membres de Jury :

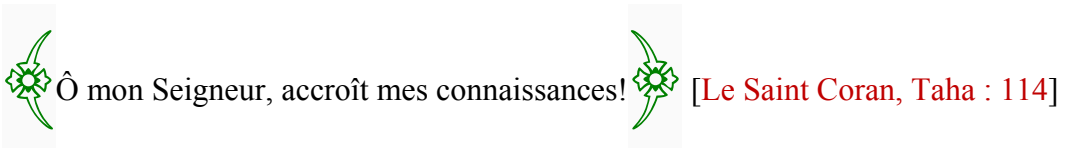
Alain HOLEYMAN (Université catholique de Louvain, Belgique)	**Président**
Pierre FORAY (Laboratoire 3SR, Grenoble, France)	**Rapporteur**
Richard JARDINE (Imperial College of London, Angleterre)	**Examinateur**
Alain PUECH (FugroGeoConsulting, Nanterre, France)	**Examinateur**
Alain LE KOUBY (IFSTTAR, Paris, France)	**Conseiller d'études**
Philippe MESTAT (IFSTTAR, Paris, France)	**Directeur de thèse**

Laboratoire d'accueil : L'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (**IFSTTAR,** anciennement **LCPC)**

Entreprise d'accueil : **Fugro GeoConsulting SA**.

بســـــم الله الـــــرحمن الـــــرحيم


وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا [طـه , القـرآن الكـريم : 114]


Ô mon Seigneur, accroît mes connaissances! [Le Saint Coran, Taha : 114]

Une pensée profonde à ma mère

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier M. Philippe Mestat, Directeur de recherche à l'IFSTTAR pour avoir dirigé mes travaux de thèse.

Ensuite, je voudrais remercier M. Pierre Vergobbi, Directeur de Fugro France, qui m'accueilli au sein de son entreprise et m'a permis de préparer une thèse de Doctorat.

J'exprime mes sincères remerciements à M. Alain Puech, Directeur scientifique de Fugro, pour avoir assuré la supervision et le suivi de cette thèse. Ses bonnes directives, ses connaissances scientifiques, sa disponibilité et son soutien m'ont aidé à avancer dans l'accomplissement de mon travail de recherche.

Je remercie également M. Alain Le Kouby (Chargé de recherche à l'IFSTTAR) pour avoir encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide.

Je voudrais également adresser ma grande reconnaissance aux Professeurs Pierre Foray (Laboratoire 3SR) et Alain Holeyman (Université catholique de Louvain) pour avoir accepté d'être les rapporteurs. Je remercie également le Professeur Richard Jardine (Imperial College London) pour avoir accepté le rôle d'examinateur. Je les remercie pour avoir consacré du temps à la lecture de ce travail et pour les remarques constructives qu'ils mon adressées.

Mes remerciements vont également à tous les membres de Fugro France et L'Ifsttar notamment Elisabeth Palix, Gabriela Dan, Stanislas Po, Frédéric Rocher-Lacoste, Philippe Reifsteck, Frank Guirado, Françoise Dudouyt, Jean-Louis Tacita pour leur disponibilité et esprit de convivialité.

Je remercie particulièrement Manh Hai Le, Slimane Zehzouh, Baptiste Vignerot, Julien Hericher et Yassine Benboudiaf pour leur soutien et profonde amitié.

Enfin, je ne pourrai finir ces remerciements sans penser à ma famille, je souhaite adresser ma gratitude particulièrement à mon père, à ma femme Khaoula et à mes grands parents pour leur soutien, leur patience et leur amour infini qui ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

Conduit dans le cadre du Projet National SOLCYP, le présent travail avait pour but d'étudier la réponse des pieux sous chargements axiaux pour les phases avant, pendant et après cycles.

Pour atteindre cet objectif, une étude expérimentale étendue a été réalisée par le moyen de deux campagnes d'essais de chargements cycliques sur différents types de pieux instrumentés installés (par battage, forage, vissage) sur deux sites expérimentaux : le site de Merville essentiellement constitué d'argile surconsolidée des Flandres et le site de Loon-Plage près de Dunkerque essentiellement constitué de sables denses des Flandres.

Les essais cycliques comportaient des essais en compression, en traction et alternés avec des séries de cycles à forte amplitude conduisant à la rupture cyclique ainsi que des séries d'amplitude modérée à très grands nombres de cycles (N>5 000 cycles).

L'interprétation de ces essais a consisté, d'une part, en une analyse globale du comportement des pieux sous chargements cycliques s'intéressant (i) à la réduction de la capacité du pieu; (ii) au nombre de cycles que le pieu peut supporter avant la rupture (iii) à l'évolution du déplacement en tête des pieux (rigidité cyclique) et d'autre part, en une étude locale portant en particulier sur la dégradation du frottement latéral et l'évolution de la résistance de pointe du pieu.

Cette thèse, à caractère essentiellement expérimental, a permis la formulation des conclusions pratiques sur le comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux et propose des perspectives pour bien cerner cette problématique.

Mots-clés : Chargement cyclique axial, pieux, argile, sable, dégradation de la capacité des pieux, diagramme de stabilité.

Abstract

As part of the French National research project SOLCYP, the purpose of this work was to study the behavior of piles under axial loadings for the phases before, during and after cycles.

To achieve this objective, an extensive series of static and cyclic axial pile load tests have been carried out on two experimental sites of the North of France: the Merville site mainly composed of overconsolidated Flandrian clays and the Loon-Plage site (near Dunkirk) in dense Flandrian sands. Tests were performed on driven closed-ended pipe piles, bored piles and screwed piles. All piles were instrumented with retrievable extensometers for measuring the load distribution along the pile wall.

Cyclic load tests were composed of series of cycles of constant load amplitude. A large range of load histories were applied including series of small amplitude cycles and great number of cycles (N > 5000) and series of large amplitude cycles leading to cyclic failure after a small number of cycles.

A large volume of data has been interpreted to describe the effects of axial cyclic loads on the behavior of the piles. The interpretation of these tests included, on the one hand, a global analysis focusing on (i) the potential reduction on the ultimate axial capacity; (ii) the number of load cycles of a given load that the pile can sustain before cyclic failure and (iii) the evolution of displacements of the pile head during cyclic loading (pile stiffness). In addition, the local response of the piles was analyzed with particular emphasis on shaft friction degradation along the pile wall and evolution of the point resistance.

This thesis, focusing on experimental data, allowed the formulation of practical conclusions on the behavior of piles under axial cyclic loadings and proposes prospects for determining these problems well.

Keywords: Axial cyclic load, piles, clay, sand, reduction on the ultimate axial capacity, stability diagram.

Table des matières

Introduction générale 1
Chapitre I Études bibliographiques 4
I.1 COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT MONOTONE AXIAL 4
I.1.1 Généralités 4
I.1.2 Paramètres influençant le comportement des pieux isolés 5
I.1.2.1 La rigidité des pieux 6
I.1.2.2 La mise en place des pieux 8
I.1.2.3 Le temps 10
I.1.2.4 Le préchargement 12
I.1.2.5 La vitesse de chargement 13
I.1.2.6 Les groupes de pieux 14
I.1.3 Méthodes de prévision de la capacité portante des pieux 15
I.1.3.1 Frottement latéral 16
I.1.3.2 Résistance de pointe 23
I.1.4 Méthodes de prévision des tassements des pieux 25
I.1.4.1 Méthode de transfert de la charge 26
I.1.4.2 Méthode du continuum 33
I.2 COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL 34
I.2.1 Les chargements cycliques 34
I.2.2 Bases de données expérimentales 36
I.2.2.1 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins 37
I.2.2.2 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables 58
I.2.2.3 Seuil critique de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et dans les sables. 65
I.2.3 Modélisation du comportement des pieux sous chargement cyclique 66
I.2.3.1 Le programme SCARP 67
I.2.3.2 Le programme RATZ 73
I.2.3.3 Le programme PAX2 79

I.2.4 Conclusions 82
Chapitre II Études expérimentales 84
II.1 OBJECTIFS 84
II.2 LES SITES EXPERIMENTAUX 85
II.2.1 Le site de Merville 85
II.2.1.1 Localisation 85
II.2.1.2 Contexte géologique du site 86
II.2.1.3 Investigations du site 87
II.2.1.4 Caractéristiques géotechniques 89
II.2.2 Le site de Loon-Plage 93
II.2.2.1 Situation géographique du site 93
II.2.2.2 Contexte géologique du site 94
II.2.2.3 Investigations du site 94
II.2.2.4 Caractéristiques géotechniques 96
II.3 LES PIEUX EXPERIMENTAUX 100
II.3.1 Les types de pieux choisis 100
II.3.1.1 Les pieux refoulants 100
II.3.1.2 Les pieux forés non refoulants 100
II.3.1.3 Les pieux forés partiellement refoulants –dits «pieux SPIRE» 102
II.3.2 Les pieux de Merville 103
II.3.3 Les pieux de Loon-Plage 104
II.4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL 106
II.4.1 Équipements utilisés pour le chargement 106
II.4.1.1 Vérin statique 106
II.4.1.2 Vérin cyclique 106
II.4.2 Instrumentation des pieux 108
II.4.2.1 Battage des pieux métalliques 108
II.4.2.1 Pression interstitielle 109
II.4.2.2 Déplacements en tête des pieux 109
II.4.2.3 Efforts le long des pieux 110
II.4.3 Les systèmes de réaction 116

II.4.3.1 Montage d'un essai de chargement en compression 116
II.4.3.2 Montage d'un essai de chargement en traction 116
II.4.3.3 Montage d'un essai de chargement cyclique alterné 117
II.4.4 Acquisition des données 118
II.5 APPROCHE EXPERIMENTALE 121
II.5.1 Types d'essais 121
II.5.1.1 Les essais statiques de référence 121
II.5.1.2 Les essais statiques rapides 122
II.5.1.3 Les essais cycliques répétés 122
II.5.1.4 Les essais cycliques alternés 122
II.5.2 Nomenclature des essais 123
II.5.3 Procédures expérimentales 124
II.5.4 Programmes expérimentaux 125
II.5.5 Problèmes rencontrés 129
Chapitre III Comportement des pieux installés dans l'argile sous chargements axiaux 130
III.1 PIEUX SOUS CHARGEMENTS STATIQUES AXIAUX 131
III.1.1 Les pieux forés 131
III.1.1.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression 131
III.1.2 Les pieux battus 137
III.1.2.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression 137
III.1.2.2 Analyse du comportement des pieux sous chargement en traction 143
III.1.3 Les pieux vissés 145
III.1.3.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression 145
III.1.4 Comparaison entre la capacité portante des trois types de pieux 150
III.1.4.1 Capacité portante en compression 150
III.1.4.2 Frottement latéral 151

III.1.4.3 Résistance de pointe 154
III.1.4.4 Résistance de pointe 154
III.2 PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX 158
III.2.1 Critères de rupture et de stabilité 158
III.2.2 Les pieux forés 158
III.2.2.1 Les pieux forés sous chargements cycliques en compression 159
III.2.2.2 Les pieux forés sous chargements cycliques alternés 176
III.2.2.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques 178
III.2.3 Les pieux vissés 180
III.2.3.1 Les pieux vissés sous chargements cycliques en compression 180
III.2.3.2 Les pieux vissés sous chargement en traction 182
III.2.3.3 Le diagramme de stabilité des pieux vissés sous chargements cycliques 184
III.2.4 Les pieux battus 186
III.2.4.1 Les pieux battus sous chargements cycliques en compression 186
III.2.4.2 Les pieux battus sous chargements cycliques en traction 189
III.2.4.3 Le diagramme de stabilité des pieux battus sous chargements cycliques 195
III.3 Conclusions partielles 197
Chapitre IV Comportement des pieux installés dans le sable sous chargements axiaux 199
IV.1 PIEUX SOUS CHARGEMENTS STATIQUES AXIAUX 200
IV.1.1 Les pieux forés 200
IV.1.1.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en traction 200
IV.1.1.2 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression 202
IV.1.1.3 Comparaison entre la capacité portante mesurée des pieux et celle estimée selon le Fascicule 62 207
IV.1.2 Les pieux battus 208

IV.1.2.1 Capacité portante en traction....208
IV.2 PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX 211
IV.2.1 Critères de rupture et de stabilité 211
IV.2.2 Les pieux forés sous chargement en traction 212
IV.2.2.1 Analyse du comportement global des pieux 212
IV.2.2.2 Analyse du comportement local des pieux....220
IV.2.2.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques en traction....220
IV.2.3 Les pieux forés sous chargement en compression 223
IV.2.3.1 Analyse du comportement global des pieux 223
IV.2.3.2 Analyse du comportement local des pieux....233
IV.2.3.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques en compression....239
IV.2.4 Les pieux forés sous chargement alterné 241
IV.2.4.1 Analyse du comportement global des pieux 241
IV.2.4.2 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques alternés 249
IV.2.5 Les pieux battus sous chargement en traction....250
IV.2.5.1 Analyse du comportement global des pieux 250
IV.2.6 Conclusions partielles 255
Conclusions et Perspectives 257

Liste des tableaux

Tableau I-1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux (API RP2 GEO, 2011) 20
Tableau I-2 : Paramètres de définition des courbes T-Z (API RP2 GEO, 2011) 30
Tableau II-1 : Site de Merville. Stratigraphie dans la zone des pieux SOLCYP 89
Tableau II-2 : Site de Loon-Plage. Stratigraphie dans la zone des pieux SOLCYP 96
Tableau II-3 : L'ensemble des données mesurées et calculées 120
Tableau II-4 : Programme expérimental de Merville 125
Tableau II-5 : Programme expérimental de Loon-Plage 128
Tableau III-1 : Frottements limites mesurés dans chaque couche 135
Tableau III-2 : Frottements limites mesurés dans chaque couche 141
Tableau III-3 : Frottements limites mesurés dans chaque couche 148
Tableau III-4 : Comparaison des frottements limites développés par les trois types de pieu 152
Tableau III-5 : Programme d'essais de chargements en compression sur le pieu foré F2 159
Tableau III-6 : Programme d'essais de chargements alternés sur le pieu foré F4 176
Tableau III-7 : Programme d'essais de chargements en compression sur le pieu foré S1 180
Tableau III-8 : Programme d'essais de chargements en traction sur le pieu foré S2 182
Tableau III-9 : Programme d'essais de chargements en compression sur les pieux battus 186
Tableau III-10 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux battus 189
Tableau IV-1 : Frottements limites mesurés dans chaque couche 205
Tableau IV-2 : Charges limites et de fluage mesurées et prévisionnelles des pieux forés. 207
Tableau IV-3 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés 212
Tableau IV-4 : Taux de diminution des capacités des pieux F1 et F2. 220
Tableau IV-5 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés 223
Tableau IV-6 : Programme d'essais de chargements alternés sur un pieu foré 241
Tableau IV-7 : Programme d'essais de chargements en traction sur le pieux battu B2 250

Liste des figures

Figure I-1 : photos : a) éoliennes en mer et b) un train à grande vitesse (TGV).....2
Figure I-1 : Schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction.....5
Figure I-2 : Rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003) 7
Figure I-3 : Coefficient de réduction Rf en fonction de la flexibilité du pieu (1/K) et du degré de radoucissement ξ (Randolph, 1983). 8
Figure I-4 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation ; (b) reconsolidation ; (c) chargement (Randolph, 2003) 9
Figure I-5 : Base de données de l'augmentation de la capacité portante des pieux battus dans le sable en fonction du temps d'après (Chow et al., 1997).....11
Figure I-6: Influence du temps et du pré-chargement sur la capacité portante du pieu installé dans l'argile surconsolidée de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985a) 12
Figure I-7 : Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985b).....14
Figure I-8 : Évolution du facteur d'adhérence α en fonction la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997) 17
Figure I-9 : Évolution du facteur d'adhérence α en fonction du ratio Cu (Su)/σ'v0 (Karlsrud et al, 2005) 18
Figure I-10: Courbe T-Z proposé par VijayVergia (1977) 27
Figure I-11 : Mécanisme de mouvement du pieu par le cisaillement de cylindres concentriques. (Randolph et Wroth, 1978) 29
Figure I-12 : Courbe T-Z (Frank et Zhao, 1982) 29
Figure I-13: Courbe T-Z (API RP 2GEO, 2011) 30
Figure I-14 : Courbe Q-Z (API RP 2GEO, 2011).....32
Figure I-15 : Schéma des différents types de chargement cyclique : a)non alterné b) alterné.....36
Figure I-16 : Influence du ratio du chargement (Qmax) /Quc sur le déplacement des quatre pieux (Kraft et al., 1981a) 38

Figure I-17 : a) Historique de chargement et b) Déplacement cumulatif en tête du pieu de Cowden (McAnoy et al., 1982) 40
Figure I-18 : Déplacements moyens et maximaux durant les essais cycliques (A, B, C) (McAnoy et al., 1982) 41
Figure I-19 : Types de chargements appliqués sur le pieu de Plancoët: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T) 42
Figure I-20 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant : a) l'essai cyclique C12 b) l'essai cyclique C21 43
Figure I-21 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant a) l'essai cyclique C11 b) l'essai cyclique T2 44
Figure I-22 : Comparaison des répartitions des efforts le long du pieu de Plancoët pendant l'essai statique S3 et cyclique C21. 45
Figure I-23 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët 46
Figure I-24 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët 47
Figure I-25 : Évolution des modules cycliques par couche de sol avec le niveau de l'amplitude de chargement cyclique (Pieu de Cran) 47
Figure I-26 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieu effectués dans l'argile de la Baie de San Francisco (Doyle et Pelletier, 1985) 49
Figure I-27 : Évolution des déplacements en tête du pieu durant un essai de chargement cyclique répété (Qmin = 0 et Qmax = 0,75 Qut) (Karlsrud et Haugen, 1985) 51
Figure I-28 : Courbe d'effort-déplacement d'un pieu soumis à un chargement cyclique alterné (Karlsrud et Haugen, 1985) 51
Figure I-29 : Le nombre de cycles à la rupture des pieux d'Haga en fonction de Qmoy et Qcyc normalisés par la capacité statique Qus de traction (Karlsrud et Haugen, 1985b). 52
Figure I-30 : Comparaison des résultats obtenus d'essai de chargement cycliques des pieux d'Onsoy et de Lierstranda à ceux de Haga (Karlsrud et al., 1992b). 53
Figure I-31 : Exemple de d'essais de chargements sur un pieu d'Empire 55
Figure I-32 : a) Les niveaux de chargements cycliques b) les déplacements en tête de pieux des deux pieux S1: C/CY et S2: CY. 57

Figure I-33 : Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformation plastique en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975)..... 59
Figure I-34 : Évolution du pourcentage de la pointe en fonction de la charge appliquée (Lu et al, 1979)..... 60
Figure I-35 : Enveloppe cyclique des essais cycliques traction et compression sur pieu B (Heins et Barends, 1979)..... 61
Figure I-36 : Courbe effort-déplacement pour le test 2.C1.CY3. (Jardine and Standing, 2000). 62
Figure I-37 : Diagramme sommaire des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2000). 63
Figure I-38 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2012). 64
Figure I-39 : courbe d'interface avec radoucissement élasto-plastique de SCARP..... 67
Figure I-40 : Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles dans le cas de l'essai non alterné en compression (Poulos, 1988) 68
Figure I-41 : Evolution du ratio de dégradation du frottement en fonction de l'amplitude du déplacement cyclique imposé normalisé par le diamètre du pieu a) moulé b) foncé. 69
Figure I-42 : Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988) 70
Figure I-43 : discrétisation du pieu dans le logiciel RATZ..... 74
Figure I-44 : Allure générale des courbes de transfert utilisée dans RATZ..... 76
Figure I-45 : Courbe de transfert de charge cyclique utilisé dans le programme RATZ (Chin et Poulos, 1992). 77
Figure I-46 : Courbes de fatigue obtenues par RATZ et comparées à des essais cycliques de laboratoire (Randolph, 2003) 78
Figure I-47: variation de la résistance au cisaillement non drainée autour du pieu (Karlsrud et al., 1992b). 79
Figure I-48 : Diagramme de Contour définissant les contraintes de cisaillement moyenne τa et cyclique τc en fonction des distorsions moyenne γa et cyclique γc pour un nombre de cycles. 80

Figure I-49 : construction de T-Z à partir des diagrammes contours DSS (Karlsrud et al., 1986) 81
Figure II-1 : Zone d'essais de pieux (site de Merville). 86
Figure II-2 : Carte géologique générale du Nord de la France (Borel, 2000) 87
Figure II-3 : La variation de la pression limite nette (Pl*) et la résistance de pointe nette (qt) en fonction de la profondeur (site de Merville). 88
Figure II-4 : Variation du poids γ volumique, de la teneur en eau w, de la limite de plasticité wp ainsi que de la limite de liquidité wl en fonction de la profondeur. .. 90
Figure II-5 : Variation de la résistance au cisaillement non drainée en fonction de la profondeur. 91
Figure II-6 : Profils de résistance au cône q_t et OCR sur le site de Merville 92
Figure II-7 : Zone d'essais de pieux à Loon-Plage. 94
Figure II-8 : Variation de la pression limite nette (Pl*) et la résistance de pointe (qc) en fonction de la profondeur (site de Loon-Plage). 96
Figure II-9 : Courbes granulométriques du sable de Loon-Plage à différentes profondeurs 97
Figure II-10 : Profils pénétrométriques à Loon-Plage : résistance au cône qc et indice de densité I_D. 98
Figure II-11 : Angle d'interface sol-sol et sol-acier (Kuwano, 1999) 99
Figure II-12 : Battage d'un pieu métallique tubulaire (Merville) 100
Figure II-13 : La tarière creuse en action et avec tube de bétonnage déployé 101
Figure II-14 : Réalisation d'un pieu vissé moulé (Franki Fondation) 102
Figure II-15 : Configuration du plot d'essais de pieux de Merville (Fi = pieu test de type foré; Bi = pieu test de type battu; Si = pieu test de type vissé, SCi= carottages continus, CPTi= pénétromètre statique, PRi=pressiomètre Ménard) 103
Figure II-16 : Configuration du plot d'essais de pieux de Loon-Plage (Fi = pieu test de type foré; Bi = pieu test de type battu; SCi= carottages continus, CPTi= pénétromètre statique, PRi=pressiomètre Ménard) 105
Figure II-17 : Photo du vérin hydraulique de 300T 106
Figure II-18 : a)Vérin hydraulique cyclique en opération b) Pilotage du vérin 107
Figure II-19 : Le système d'instrumentation de battage. 108

Figure II-20 : Cellule PAC installée sur le pieu de Merville 109
Figure II-21 : Capteurs LVDT : a) de 50 mm de course b) de 125 mm de course 110
Figure II-22 : Dispositif utilisé pour les mesures d'extensomètres (Rocher-Lacoste et al., 2011) 112
Figure II-23 : Photos de l'extensomètre amovible 113
Figure II-24 : Schéma descriptif de l'instrumentation des pieux de Merville 114
Figure II-25 : Schéma descriptif de l'instrumentation des pieux forés en compression de Loon-Plage 115
Figure II-26 : Photo du montage d'un essai de chargement en compression..... 116
Figure II-27: Photo du montage d'un essai de chargement en traction..... 117
Figure II-28 : Photo du montage d'un essai de chargement cyclique alterné 118
Figure II-29 : Photo de l'accumulateur 118
Figure II-30 : Mesure en temps réel des 4 capteurs de déplacement. 119
Figure II-31 : Mesure en temps réel d'un des trains de jauges pendant une séquence cyclique. 120
Figure III-1 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-F1/CS1 (Merville) 131
Figure III-2 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-F1/CS1 132
Figure III-3 : Répartition des efforts Qi le long du pieu lors de l'essai du chargement statique M-F1/CR4 133
Figure III-4: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-F1/CR4 134
Figure III-5 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique M-F1/CR4 136
Figure III-6 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements rapides et celle de l'essai statique NF en compression (Merville) 137
Figure III-7 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-B1/CS1 (Merville) 138
Figure III-8 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-B1/CS1 139

Figure III-9 : Répartition des efforts Qi le long du pieu battu lors de l'essai du chargement statique M-B1/CS1 140
Figure III-10: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu battu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-B1/CS1 141
Figure III-11 : Évolution de la résistance de pointe du pieu battu lors de l'essai du chargement statique M-B1/CS1 142
Figure III-12 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements rapides et celle de l'essai statique NF en compression sur les pieux battus (Merville) 143
Figure III-13 : comparaison des courbes d'effort déplacement en tête entre l'essai statique N-F en compression sur le pieu B1 (M-B1/CS1) et celui en traction sur le pieu B3 (M-B3/TS1) 144
Figure III-14 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-S1/CS1 (Merville) 145
Figure III-15 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-S1/CS1 146
Figure III-16 : Répartition des efforts Qi le long du pieu lors de l'essai du chargement statique M-S1/CS1 147
Figure III-17: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-S1/CS1 148
Figure III-18 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique M-S1/CS1 149
Figure III-19 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements statique NF en compression sur trois types de pieux. 150
Figure III-20 : Frottements latéraux mobilisés le long des trois types de pieux des couches a) 8 et b) 11 153
Figure III-21 : Comparaison de la mobilisation des résistances de pointe des trois types de pieu. 154
Figure III-22 : Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur le pieu battu B1. 155

Figure III-23 : Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1 157
Figure III-24 : Historique de chargements sur le pieu foré F2 160
Figure III-25 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2 161
Figure III-26 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2 (suite) 162
Figure III-27 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F2. 163
Figure III-28 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F2. 165
Figure III-29 : Influence de la fréquence sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 sous la combinaison de chargement cyclique (Qm= 0,5 et Qc=0,4) 166
Figure III-30 : Influence de la fréquence sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 sous la combinaison de chargement cyclique (Qm= 0,4 et Qc=0, 39) 166
Figure III-31 : Influence de la charge moyenne sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 168
Figure III-32 : Influence de l'amplitude cyclique sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 169
Figure III-33 : Comparaison entre l'essai statique N-F effectué sur le pieu F1 et les différents essais statiques rapides effectués sur le pieu F2. 170
Figure III-34 : Les efforts mesurés le long du pieu F2 au premier et au dernier cycle des différents essais cycliques. 171
Figure III-35 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC3 173
Figure III-36 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC8 173
Figure III-37 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC9 174
Figure III-38 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC10 174
Figure III-39 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC13 175

Figure III-40 : Évolution de la résistance de pointe du pieu F2 durant les essais (M-F2/CC3, M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13).....176
Figure III-41 : Historique de chargements sur le pieu foré F4.....177
Figure III-42 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés à Merville 179
Figure III-43 : Historique de chargements en compression sur le pieu vissé S1 181
Figure III-44 : Historique de chargements en traction sur le pieu vissé S2 183
Figure III-45 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux vissés à Merville.....185
Figure III-46 : Historique de chargements en compression sur le pieu battu B1.....187
Figure III-47 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu B1 188
Figure III-48 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B3.....190
Figure III-49 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B4.....190
Figure III-50: Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu B4 192
Figure III-51 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-B4/TC2 193
Figure III-52 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-B4/TC8 194
Figure III-53 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux battus en compression à Merville.....195
Figure III-54 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux battus en traction à Merville 196
Figure IV-1 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en traction L-F1/TS1 (Loon-Plage) 200
Figure IV-2 : Pente de fluage α0 en fonction du niveau du chargement Q0 / Qut de l'essai L-F1/TS1.....201
Figure IV-3 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression L-F4/CS1 (Loon-Plage) 202
Figure IV-4 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai L-F4/CS1 203
Figure IV-5 : Répartition des efforts le long du pieu lors de l'essai du chargement statique L-F4/CS1 204

Figure IV-6: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai de chargement statique L-F4/CS1 205
Figure IV-7 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique L-F4/CS1 206
Figure IV-8 : L'estimation des courbes effort-déplacement sous l'énergie a) de 30,4 kJ et b) de 51kJ. 209
Figure IV-9 : La capacité des pieux battus estimée à partir de l'instrumentation du battage et les méthodes prévisionnelles. 210
Figure IV-10 : Historique de chargements sur le pieu foré F1 213
Figure IV-11 : Historique de chargements sur le pieu foré F2 213
Figure IV-12 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F1 215
Figure IV-13 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2 215
Figure IV-14 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F1 et F2. 217
Figure IV-15 : Evolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F1 et F2. 218
Figure IV-16 : Comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F1 et F2. 220
Figure IV-17 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés en traction à Loon-Plage 221
Figure IV-18 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2012). 222
Figure IV-19 : Historique de chargements sur le pieu foré F4 224
Figure IV-20 : Historique de chargements sur le pieu foré F5 224
Figure IV-21 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F4 226
Figure IV-22 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F5 226
Figure IV-23 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F4 et F5. 228
Figure IV-24 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F4 et F5. 230

Figure IV-25 : Comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F4. 232
Figure IV-26 : Les efforts mesurés le long du pieu F4 au premier et au dernier cycle des cinq premiers essais cycliques. 233
Figure IV-27 : Les efforts mesurés le long du pieu F5 au premier et au dernier cycle des trois essais cycliques. 234
Figure IV-28 : Frottement maximal développé sur tous les niveaux pour la séquence effectuée sur le pieu vierge L-F5/CC1. 235
Figure IV-29 : Frottement maximal cyclique développé sur tous les tronçons du pieu F4 durant les essais (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5). 237
Figure IV-30 : Évolution de la résistance de pointe du pieu vierge sous l'essai L-F5/CC1. 238
Figure IV-31 : Évolution de la résistance de pointe du pieu F5 durant les essais (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5). 239
Figure IV-32 : Diagramme cyclique des pieux forés en compression à Loon-Plage.... 240
Figure IV-33 : Historique de chargements sur le pieu foré F3 242
Figure IV-34 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F3 244
Figure IV-35 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F3. 246
Figure IV-36 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F3..... 247
Figure IV-37 : Comparaison entre l'essai statique N-F en traction effectué sur le pieu F1 (L-F1/TS1) et l'essai rapide effectué sur le pieu F3 (L-F3/TR1). 248
Figure IV-38 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés en alternés à Loon-Plage..... 249
Figure IV-39 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B2 251
Figure IV-40 : Facteur d'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu B2. 252
Figure IV-41 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu B2. 253

Figure IV-42 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique en traction L-B2/TS1 254

Notations et abréviations

Notations

D	:	Diamètre du pieu
L	:	Longueur (fiche) du pieu
S	:	Section du pieu
E	:	Module d'élasticité du pieu
Z_0	:	Déplacement en tête du pieu
Q_0	:	Effort en tête du pieu
Q_{uc}	:	Capacité ultime verticale en compression
Q_{ut}	:	Capacité ultime verticale en traction
Q_f	:	Charge de fluage du pieu
α_0	:	Pente de fluage
Qs	:	Frottement latéral total du pieu
Qp	:	Résistance de pointe totale du pieu
ξi	:	Déformation mesurée par la jauge de l'extensomètre
Z_n	:	Déplacement du tronçon n du pieu
Q_i	:	Effort dans le pieu au niveau i
F_n	:	Frottement latéral du tronçon n
Q_p	:	Résistance de pointe
Q_{max}	:	Chargement vertical cyclique maximal
Q_m	:	Chargement vertical cyclique moyen
Qc	:	Amplitude de chargement vertical cyclique
Z_c	:	Déplacement critique du pieu sous chargement cyclique
$Z_{max,N}$	:	Déplacement maximal en tête du pieu mesuré au cours du cycle N
$Z_{max,1}$	:	Déplacement maximal en tête du pieu mesuré au cours du cycle 1
Z_{max}	:	Déplacement maximal relatif en tête du pieu : $Z_{max,N} - Z_{max,1}$
ΔZ_{max}	:	Facteur de dégradation relatif au déplacement maximal : $Z_{max,N} / Z_{max,1}$
$K_{c,N}$	:	Rigidité cyclique du pieu au cours du cycle N
$K_{c,1}$	:	Rigidité cyclique du pieu au cours du premier cycle
$\Delta K_{c,1}$	:	Facteur d'évolution de la rigidité cyclique $K_{c,N} / K_{c,1}$
$F_{max,n,N}$	:	Frottement latéral maximum du tronçon n mesuré au cours du cycle N
$F_{max,n,1}$	:	Frottement latéral maximum du tronçon n mesuré au cours du cycle 1
$q_{p,max,N}$	:	Résistance de pointe unitaire mesurée au cours du cycle j
$q_{p,max,1}$	:	Résistance de pointe unitaire mesurée au cours du cycle 1

Abréviations

API : American Petroleum Institute

NF : Norme Française

CPT : Essai pénétrométrique

PAC : Capteur de pression interstitielle

PDA : Pile Driving Analyzer

PMT : Essai pressiomètrique

ICL : Imperial College of London

NGI : Norwegian Geotechnical Institute

Introduction générale

L'expansion récente de l'industrie de pieux a été dominée par le développement des structures de grande hauteur et une l'exploitation des ressources énergétiques en mer. Ces développements apportent de nouveaux défis pour les concepteurs de pieu : des capacités toujours plus élevées, des pénétrations plus profondes, des sols complexes et des chargements à caractère variable non monotone.

Ces sollicitations à caractère variable répétitif, que l'on peut qualifier de chargements «cycliques», peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement des pieux durant leur durée de vie.

La nature des sollicitations doit donc jouer un rôle prépondérant dans l'approche utilisée dans le dimensionnement des pieux. Dans ce travail de recherche, on s'intéresse à des sollicitations variables dans le temps et en intensité qui sont appliquées à des ouvrages tels que les structures supports légères, les pylônes, les éoliennes, les silos et les réservoirs, les ouvrages supports d'infrastructures de transport (routier, ferroviaire), les ouvrages d'art, les bâtiments industriels équipés de machines tournantes, vibrantes, les ouvrages portuaires (quais, ouvrages de soutènement).

Les sollicitations associées à ces ouvrages peuvent être classées en actions environnementales, liées aux phénomènes naturels et en actions industrielles, résultant de l'activité humaine (Figure I-1):

- Les sollicitations environnementales (du type vent, houle) sont, généralement, caractérisées par un nombre de cycles « moyen » (100 à 10 000), d'amplitude moyenne à forte et de période de quelques secondes ;

- Les sollicitations industrielles sont souvent caractérisées par un nombre de cycles « grand » (>100 000), d'amplitude faible à moyenne et de période de plusieurs secondes.

Figure I-1 : photos : a) éoliennes en mer et b) un train à grande vitesse (TGV)

Dans la pratique, il existe une pauvreté dans la documentation technique française et européenne concernant le domaine de la réponse des fondations soumises à des sollicitations cycliques (hors sismique). Seuls les textes règlementaires (EUROCODE 7 notamment) recommandent la prise en compte de l'aspect cyclique des chargements dans l'ingénierie des fondations mais sans fixer de cadre aux différents acteurs.

Pour améliorer le dimensionnement des pieux et notamment prendre en compte l'effet des cycles, il est nécessaire de comprendre les mécanismes de base responsables du comportement du pieu sous chargement cyclique : (i) la réduction de la capacité portante du pieu, (ii) le nombre de cycles que le pieu peut supporter avant la rupture et (iii) l'évolution du frottement latéral et des déplacements en tête du pieu pendant les cycles (rigidité du pieu).

Dans cette optique, le projet national SOLCYP (SOLlicitations CYcliques sur les Pieux) a pour objectifs de développer une méthodologie et des procédures de calcul pour prendre en compte l'effet des chargements cycliques sur la réponse des pieux installés dans deux types de sol (sables et argiles). Pour atteindre ces objectifs, plusieurs groupes de travail ont été mis en place, à savoir :

Sols et Interfaces; Pieux; Modélisations; Outils; Méthodes d'ingénierie et Instrumentation des ouvrages.

Dans le cadre du groupe de travail Pieux dans ce projet, les objectifs de cette thèse CIFRE, menée en collaboration entre l'IFSTTAR et FUGRO GEOCONSULTING, étaient de comprendre la réponse des pieux sous chargements axiaux pour les phases avant, pendant et après cycles et d'évaluer, à partir des essais de chargements cycliques axiaux sur pieux réels, l'influence des cycles sur les principaux éléments représentant le comportement d'un pieu isolé : le déplacement en tête, le frottement latéral et la rigidité des pieux.

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre récapitule brièvement l'état de l'art sur le comportement d'un pieu isolé sous chargements axiaux statiques et cycliques. On s'intéresse particulièrement aux essais de chargements cycliques axiaux sur pieux réels. Un résumé succinct des méthodes de dimensionnement est proposé.

Le second chapitre présente les caractéristiques des deux sites expérimentaux et décrit les pieux instrumentés et les dispositifs expérimentaux. On précise également les procédures mises en place pour étudier le comportement des pieux sous chargement axial statique et cyclique.

L'analyse des essais de chargement axial des pieux dans l'argile de Merville est effectuée dans le troisième chapitre. Les résultats des essais de chargement statique sont d'abord analysés puis ils sont comparés aux résultats des essais de chargement cyclique. L'étude a essentiellement porté sur le déplacement en tête, le frottement latéral, la résistance de pointe et la rigidité des pieux.

Dans le quatrième chapitre, le même type d'analyse a été appliqué aux essais de chargement axial des pieux dans le sable de Loon-Plage.

Enfin, des conclusions pratiques sont formulées et des perspectives sont proposées dans la dernière partie de ce mémoire.

Chapitre I
Études bibliographiques

I.1 COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT MONOTONE AXIAL

I.1.1 Généralités

Les pieux sont usuellement utilisés lorsque les sols de surface sont de faible résistance mécanique. Ils permettent de transmettre aux couches profondes et résistantes les efforts imposés par les ouvrages.

La capacité portante d'un pieu en compression Q_{uc} est considérée comme étant la somme de la résistance mobilisable à l'interface sol-pieu (frottement latéral le long du fût Q_s) et la résistance disponible sous la pointe Q_p. En traction, en négligeant le poids du pieu, la capacité portante Q_{ut} est égale au frottement latéral le long du fût Q_s (Figure I-1).

$$Q_{uc} = Q_s + Q_p \text{ et } Q_{ut} = Q_s \qquad \text{(I-1)}$$

Le dimensionnement des pieux est encore aujourd'hui fortement dominé par le calcul de leur capacité portante sous chargement statique. Les méthodes recommandées dans les codes sont pour la plupart basées soit sur l'exploitation d'essais de chargement statiques soit sur des corrélations avec des essais in situ de type pénétrométrique ou pressiométrique.

L'approche « en capacité » est acceptable pour de nombreuses applications courantes mais peut s'avérer insuffisante pour des ouvrages sensibles aux déformations (tours, piles de ponts, jackets pétroliers). L'approche « en déplacement » est de plus en

plus stigmatisée par les recommandations internationales et génère de plus en plus de recherche.

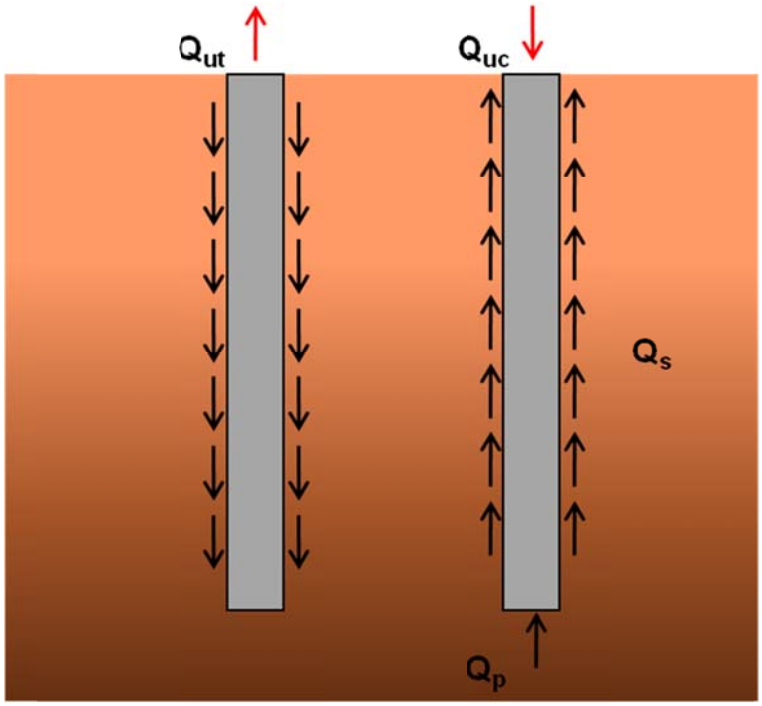


Figure I-1 : Schéma de la mobilisation du frottement latéral et la résistance de la pointe d'un pieu en compression et en traction

Pour tenter d'améliorer la fiabilité des méthodes de prédiction, plusieurs chercheurs se sont appuyés sur des bases de données d'essais de chargement de pieux instrumentés qui permettent de mieux comprendre les mécanismes physiques régissant la capacité de pieux.

On présente dans cette partie les éléments bibliographiques essentiels qui ont guidé nos travaux. Ceux-ci englobent les paramètres influençant le comportement des pieux isolés ainsi que les méthodes existantes de calcul du frottement latéral et de la résistance de pointe. On se limite au cas des pieux isolés chargés axialement installés dans les sols pulvérulents et les sols fins.

I.1.2 Paramètres influençant le comportement des pieux isolés

Les pieux ont un comportement qui dépend de plusieurs paramètres tels que le mode de mise en place, le type de sol, l'effet du temps, la vitesse de chargement et le sens de chargement, l'effet de groupe.

I.1.2.1 La rigidité des pieux

La rigidité d'un pieu influence le comportement de celui-ci lorsqu'il est soumis à un chargement axial notamment en matière de déplacement en tête. En effet, le déplacement global d'un pieu chargé axialement dépend non seulement des propriétés mécaniques du sol environnant mais également de la compressibilité axiale propre du pieu.

Randolph (1983) a proposé une classification des pieux en trois catégories : rigide, semi-rigide et souple (compressible) à partir de leur élancement L/D. Lorsque $L/D<0{,}25(E/G)^{0,5}$, le pieu peut être considérée comme rigide, tandis que lorsque $L/D > 1{,}5(E/G)^{0,5}$, le pieu est très compressible et sa réponse est significativement affectée par sa longueur globale. Il est à noter que E, G correspondent respectivement au module d'élasticité du pieu et au module de cisaillement du sol.

Installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (une dégradation du frottement après le pic jusqu'à une valeur résiduelle), seul un pieu rigide soumis à un chargement axial mobilise le pic de frottement latéral dans toutes les couches au même moment (Murff, 1980 ; Randolph 1983) tandis que cette mobilisation se fera progressivement en fonction de la profondeur pour un pieu semi-rigide ou souple (Figure I-2). Il en résulte que, pour des pieux longs, la capacité en frottement est inférieure à la somme des frottements ultimes locaux. La réduction de capacité due à la flexibilité du pieu peut être obtenue en introduisant un coefficient R_f tel que donné par l'équation (I-2) :

$$R_f = \frac{Q_{réel}}{Q_{rigide}} \tag{I-2}$$

avec R_f : coefficient de réduction
$Q_{réel}$: capacité réelle du pieu
Q_{rigid} : capacité calculée en intégrant tous les pics du frottement.

Pour estimer le coefficient R_f, il faut connaitre le degré de radoucissement ξ = (frottement résiduel τ_{res}/ frottement maximal τ_{max}) et la compressibilité du pieu K qui est exprimée par l'équation (I-3) :

$$K = \frac{\pi D L^2 \tau_{max}}{(EA)_{pieu} \Delta w_{res}} \tag{I-3}$$

où $\pi DL\tau_{max}$: frottement latéral maximal total du pieu en considérant τ_{max} moyen
Δw_{res} : déplacement nécessaire pour passer du frottement maximal τ_{max} au résiduel τ_{res}.
E : module du pieu
A : section du pieu

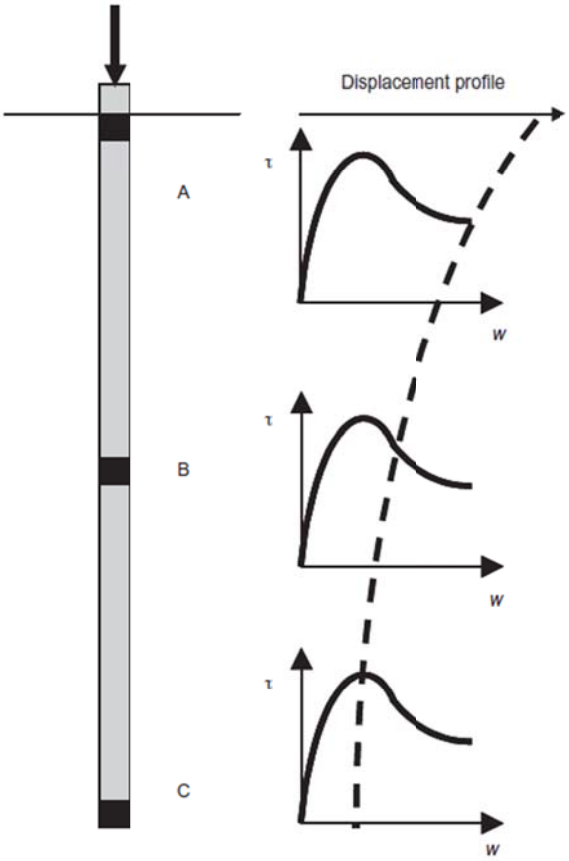


Figure I-2 : Rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement radoucissant (Randolph, 2003)

Randolph (1983) présente sur la Figure I-3 un abaque pour déterminer le coefficient de réduction R_f en fonction de la flexibilité du pieu (1/K) et du degré de radoucissement ξ.

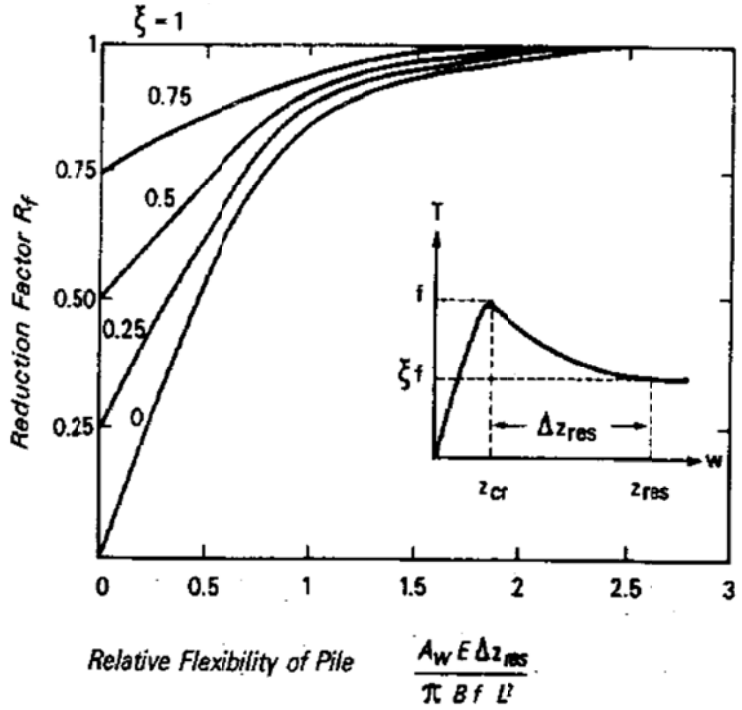


Figure I-3 : Coefficient de réduction Rf en fonction de la flexibilité du pieu (1/K) et du degré de radoucissement ξ (Randolph, 1983).

L'API RP 2GEO (2011) recommande une fourchette de 0,7 à 0,9 pour le ratio de radoucissement ξ mais ne propose pas de gamme pour le déplacement Δw_{res}. Randolph (2003) mentionne que des essais de cisaillement annulaire ont montré que la plupart des radoucissements des contraintes de cisaillements maximales se produisent avec des déplacements relativement petits (10-30 mm), mais ces valeurs pourraient être légèrement plus grandes pour les pieux.

I.1.2.2 La mise en place des pieux

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet significatif sur la capacité portante du pieu. En effet, cette capacité est influencée par les changements d'états de contraintes et de paramètres d'état du sol environnant qui se produisent pendant l'installation, pendant la reconsolidation (équilibre de la surpression interstitielle générée pendant l'installation) et pendant le chargement du pieu (Figure I-4).

Lorsqu'un pieu est enfoncé ou battu (refoulant) dans le sol, ce dernier subit des déformations et des remaniements (changements structurels) dans la zone autour du

pieu. Cette installation provoque alors une dégradation du frottement ou « fatigue » du frottement qui est un mécanisme souvent lié à la dégradation des paramètres de sol au niveau de l'interface (angle de frottement et contrainte radiale effective). Cette dégradation résulte en partie des changements de contrainte au cisaillement du sol et principalement des augmentations des contraintes totales puisque le sol a été forcé vers l'extérieur durant l'enfoncement du pieu (Lehane et Jardine, 1994).

Dans l'argile, à la fin de l'installation, un champ de surpression interstitielle est formé autour du pieu ainsi qu'un remaniement du sol (Bond & Jardine, 1991; Tomlinson 1994). Dans cette zone autour du pieu, qui peut être étendue à plusieurs fois le diamètre du pieu, le champ «ressemble» à celui généré par l'expansion cylindrique de cavité. Cette analogie a été utilisée pour modéliser l'effet de l'installation des pieux sur le déplacement et le changement de contrainte (Randolph et al., 1979).

Comme schématisé sur la Figure I-4, il n'y a que le temps qui permet de dissiper cette surpression interstitielle et augmenter la résistance au cisaillement. Cet aspect sera traité dans la section suivante (I.1.2.3).

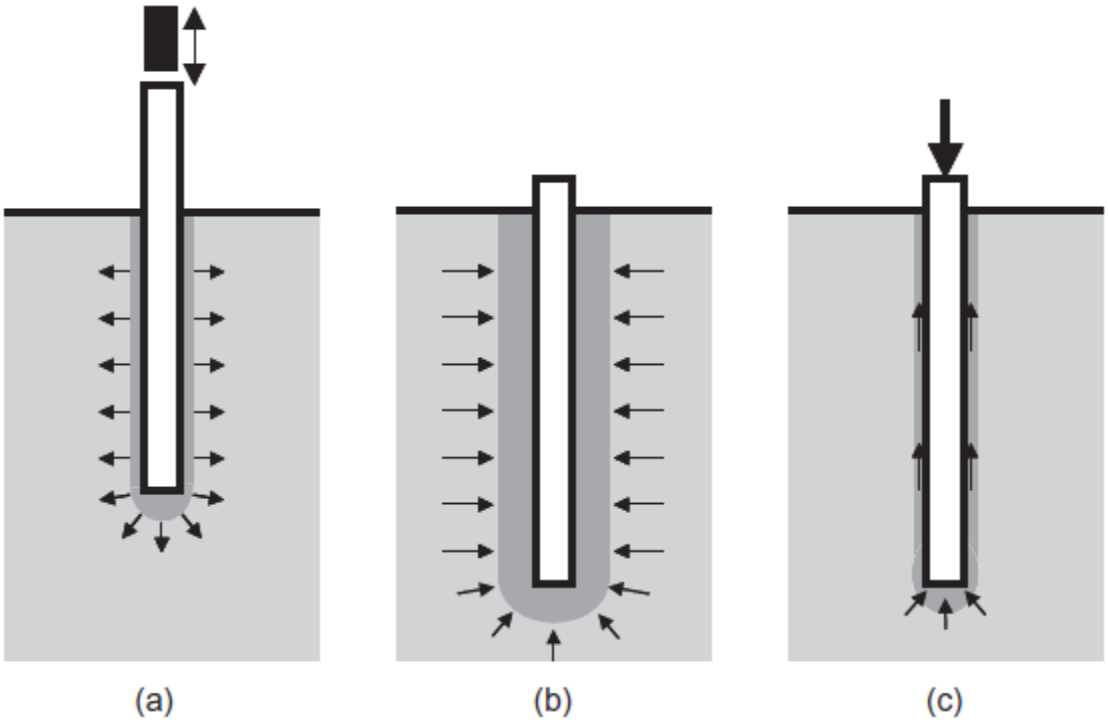


Figure I-4 : Trois phases principales pendant l'histoire du pieu battu ou enfoncé : (a) installation ; (b) reconsolidation ; (c) chargement (Randolph, 2003)

Dans le sable, l'influence de battage des pieux dépend de l'indice de densité et se traduit par la densification du sol au voisinage du pieu. Robinski and Morrison (1964) ont constaté, sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche, qu'il y a des déplacements importants et une densification du sol sous la pointe qui sont suivis par un déplacement du sol vers le bas (direction de fonçage) à proximité du fût.

Ces observations ont été confirmées par certains chercheurs qui ont instrumenté des pieux modèles enfoncés dans le sable, (Chan et Hannah, 1980; Sabagh, 1984 et Leung, 1985).

De même, pour étudier l'effet de l'installation de pieu dans le sable, White et Lehane (2004) ont effectué trois différents types d'installation de pieux modèles instrumentés en centrifugeuse. Après le battage du pieu, ils ont constatés des contraintes résiduelles qui restaient dans le système pieu/sol. Ces contraintes se composent d'un effort de compression dans la région de la pointe du pieu et un frottement latéral négatif à l'extrémité du pieu.

En ce qui concerne la mise en place par forage (non refoulant), celle-ci provoque un moindre degré de perturbation du sol environnant. Ehlers & Ulrich (1977) ont indiqué que les problèmes posés par le forage sont essentiellement le relâchement des contraintes autour du trou au moment du forage et l'état de l'interface après bétonnage (mélange de particules de sol et béton, diamètre réel du pieu, état de la pointe, etc.).

En termes de capacité portante, en comparant deux pieux de mêmes caractéristiques installés dans le même sol, il semble que le pieu mis en place avec refoulement a une capacité portante supérieure au pieu installé sans refoulement.

I.1.2.3 Le temps

Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet du temps après le battage des pieux dans l'argile. En effet, après l'installation et la phase de reconsolidation, la capacité portante des pieux battus semble augmenter avec le temps. Karlsrud et al., (2005) a proposé l'équation (I-4) qui permet de quantifier l'augmentation de la capacité portante des pieux battus en fonction du temps :

$$Q(t) = Q(100) \cdot [1 + \Delta_{10} \cdot \log (t/100)] \qquad \text{(I-4)}$$

Avec t est le temps entre le battage et le chargement Q(t) en considérant que la dissipation des pressions interstitielles a totalement terminé à 100 jours.

Δ_{10} est facteur adimensionnel qui est déterminé à partir de l'équation (I-5) :

$$0,1 < \Delta 10 = 0,1 + 0,4 \cdot (1\text{-}Ip / 50) \cdot OCR^{-0,8} < 0,5 \qquad \text{(I-5)}$$

Où I_p (indice de plasticité) et OCR (degré de surconsolidation) sont des valeurs moyennes le long du fût.

Aussi, l'effet du temps après le battage des pieux dans le sable a été étudié par plusieurs chercheurs. Chow et al. (1997) ont présenté sur la Figure I-5 une base de données sur des essais de pieux battus dans le sable où la capacité portante totale Q_t en compression et en traction est montrée croissante en fonction du temps t.

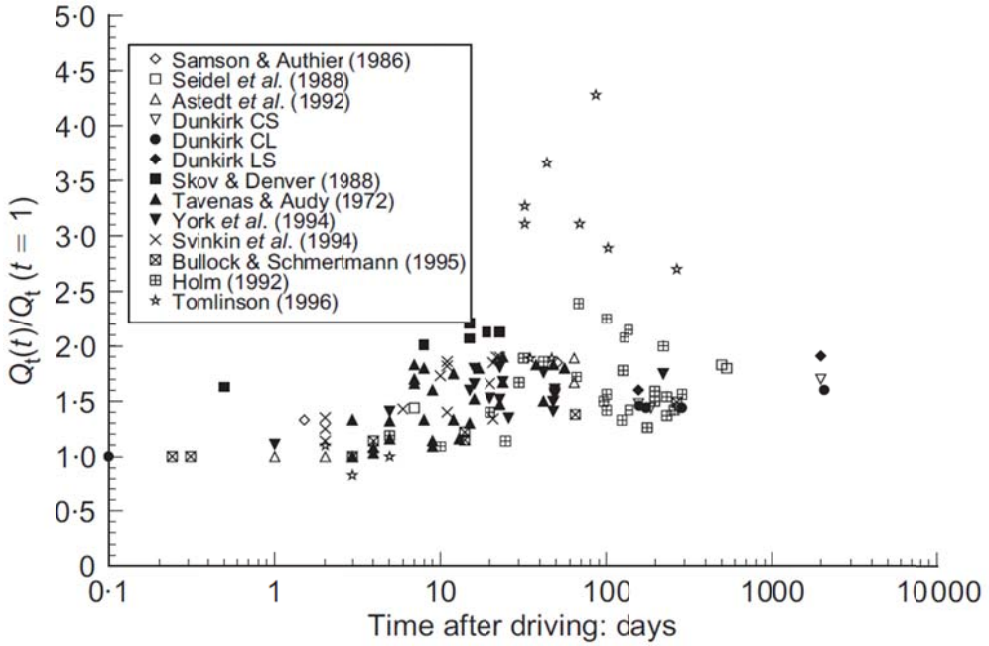


Figure I-5 : Base de données de l'augmentation de la capacité portante des pieux battus dans le sable en fonction du temps d'après (Chow et al., 1997)

En outre, Jardine et al. (2006) ont effectué un programme d'essais de traction sur des pieux tubulaires dans un sable dense à Dunkerque dans le nord de la France. Ils ont conclu que les pieux enfoncés par battage dans le sable montrent un accroissement remarquable de la capacité portante et notamment le frottement latéral dans les mois qui suivent l'installation. Ces conclusions ont permis de distinguer l'effet du temps de celui

du pré-chargement. En effet, ils ont pu caractériser plus clairement les effets de vieillissement intact (temps uniquement) puisque les pieux n'avaient pas été testés auparavant contrairement à la base de données existante (Figure I-5) dans laquelle les pieux ont montré des modes de défaillance fragiles puisqu'ils étaient soumis à des essais préalables qui avaient dégradé la capacité et modifié le processus de vieillissement.

I.1.2.4 Le préchargement

Un autre aspect qui semble augmenter la capacité portante des pieux battus dans l'argile est le pré-chargement. Karlsrud and Haugen (1985a) ont montré, sur la Figure I-6, des augmentations de la capacité portante entre les essais statiques monotones. Ces tendances peuvent être liées au pré-cisaillement et à la thixotropie de l'argile (Lunne et Andersen, 2007 et Andersen et al., 2008). On peut observer une augmentation totale de 23% de la capacité des pieux lié au pré-chargement et au temps qui génère un gain de capacité estimé à 3,5 kN/semaine.

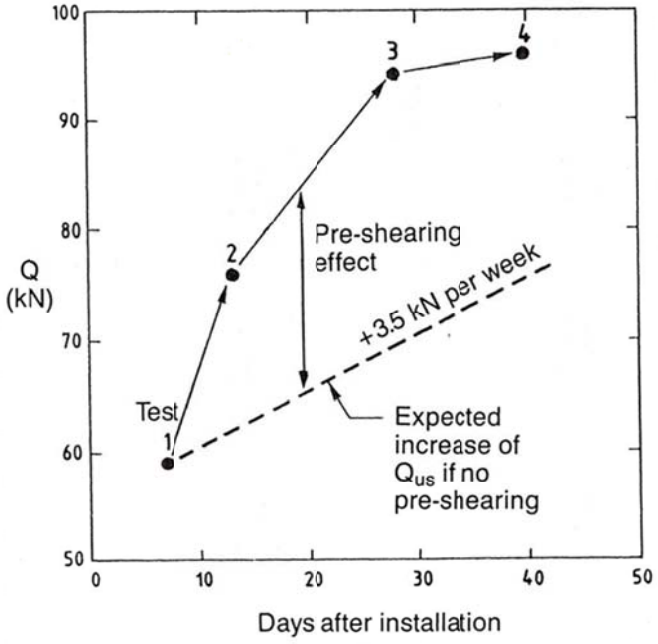


Figure I-6: Influence du temps et du pré-chargement sur la capacité portante du pieu installé dans l'argile surconsolidée de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985a)

I.1.2.5 La vitesse de chargement

L'effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux a été étudié par de nombreux chercheurs. Pour y parvenir, ils ont utilisé plusieurs moyens : essais triaxiaux rapides, essais au pénétromètre, essais sur pieu modèle, essais de cisaillement, etc.

De nombreux auteurs ont travaillé sur le sable (Casagrande and Shannon, 1948 ; Whitman and Healy, 1962; Lee et al., 1969; Yamamuro and lade, 1993; Dayal et al., 1975; Al-Mhaidib, 1999; Dijkstra, 2004; Huy et al., 2005). Aucune influence significative de la vitesse de chargement n'a été observée sur la capacité portante des pieux dans les sables.

Un chargement monotone rapide peut avoir un effet bénéfique sur la capacité portante axiale de pieux installés dans l'argile. Bea et a1. (1980), Gallagher and St. John (1980), Kraft et al. (1981) et Karlsrud and Haugen (1985b) ont montré, à partir d' essais sur pieux réels, que le chargement rapide peut augmenter la capacité et la rigidité d'un pieu de 10 à 20 %. Ces tendances ont été observés aussi à partir d'essais de pieux modèles (Poulos, 1981a ; Horvath, 2005).

Pour citer un exemple, on peut visualiser sur la Figure I-7, les courbes typiques des essais de chargement statique sur le pieu de Haga obtenues par (Karlsrud and Haugen, 1985 b). On remarque qu'il y a une augmentation significative de la capacité portante du pieu lors de l'essai statique rapide.

Pour quantifier l'effet de la vitesse de chargement, Briaud and Garland (1985), utilisant la même base de données d'essais de chargements de pieux qu'Audibert and Dover (1982), ont proposé la corrélation suivante (I-6) :

$$\frac{Q_{u1}}{Q_{u2}} = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^n \qquad \text{(I-6)}$$

Avec Q_{u1} : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t_1

Q_{u2} : capacité de pieu obtenue lors d'un essai qui a duré un temps t_2

n : exposant de vitesse (n_{moyen}= 0,068 pour 31 valeurs de n déterminées à partir de 62 essais de pieux).

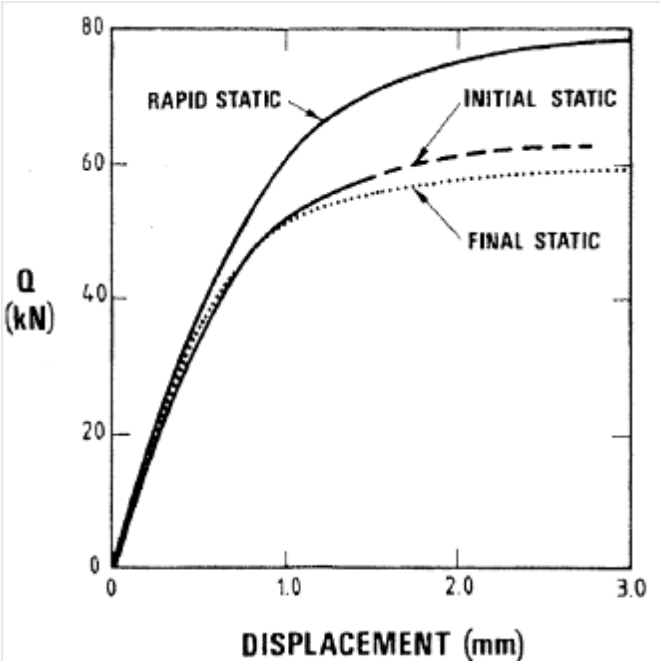


Figure I-7 : Courbes typiques effort-déplacement en tête du pieu dans l'argile de Haga (Karlsrud and Haugen, 1985b)

I.1.2.6 Les groupes de pieux

La capacité d'un groupe de n pieux peut être différente de la capacité obtenue en faisant la somme des capacités des n pieux isolés. De même, la réponse d'un groupe de pieux peut être différente en matière de déplacements et rigidité. Cette différence de comportement entre le groupe de pieu et la somme des pieux isolés est due essentiellement aux interactions sol-pieux.

Briaud et al. (1989) ont constaté, à partir d'essais de pieux instrumentés battus dans le sable, que le frottement latéral de pieux au sein d'un groupe augmente et leur résistance de pointe diminue. Chow (1995) a observé les mêmes effets sur les essais de pieux battus dans le sable de Dunkerque. Cette augmentation du frottement est liée à l'accroissement de la contrainte radiale (serrage par refoulement) générée par la mise en place des pieux adjacents.

L'effet de serrage doit être pris en compte au niveau des procédures d'installation des pieux notamment pour définir l'ordre dans lequel les pieux seront mis en place.

L'effet de groupe de pieux dans l'argile a été étudié par Lehane and Jardine (2003). Basés sur une série d'essais de pieux, ces derniers ont trouvé que la capacité du groupe de pieu était 16% inférieure à la somme des capacités des pieux isolés en traction et 12% en compression.

Par ailleurs, l'effet est moins marqué pour des pieux mis en place sans refoulement que pour des pieux refoulants et cela dans le sable et dans l'argile.

Pour estimer l'effet de groupe sur la capacité des pieux et leurs déplacements, plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes simplifiées telles que le coefficient d'efficacité et des méthodes avancées telles que les éléments finis. Parmi ceux-ci, on peut citer : (Burland et al., 1977 ; Poulos & Davis, 1980 ; Poulos and Randolph, 1983 ; O'Neill, 1983 ; Chow, 1989 ; Randolph, 1994,2002, 2003 ; Mestat, 1997).

L'effet de groupe décroît lorsque l'espacement entre les pieux augmente. L'API RP 2GEO estime qu'il peut être négligé lorsque la distance centre à centre dépasse 8 fois le diamètre d'un pieu.

I.1.3 Méthodes de prévision de la capacité portante des pieux

L'estimation de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée du frottement latéral et de la résistance de pointe. Les méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées soit de résultats d'essais de laboratoire soit de mesures in situ. Dans ce qui suit, on passe en revue l'évolution de la pratique en matière de conception pour estimer la capacité portante des pieux. On peut distinguer trois familles de méthodes :

- calculs en contraintes totales : méthodes du coefficient d'adhérence (alpha);
- calculs en contraintes effectives : méthodes du coefficient (bêta),
- calculs basés sur les essais in situ : essai pénétrométrique (CPT) et essai pressiométrique (PMT).

I.1.3.1 Frottement latéral

I.1.3.1.1 Méthode des contraintes totales

La méthode des contraintes totales demeure l'approche la plus communément utilisée dans la pratique afin d'estimer le frottement latéral des pieux installés dans l'argile. La formulation de base lie le frottement mobilisable à la rupture du pieu τ_f à la résistance au cisaillement non drainé du sol le long du pieu C_u par un facteur d'adhérence α :

$$\tau_f = \alpha . C_u \qquad \text{(I-7)}$$

Historiquement, les premières corrélations proposées (Figure I-8) ont montré que le rapport entre τ_f et C_u était non linéaire et que le coefficient α décroissait lorsque la résistance au cisaillement non drainée du sol augmentait (Tomlinson, 1957 ; Peck, 1958 ; Woodward et al. 1961 ; Kerisel, 1965 ; API RP2A, 1975).

Plusieurs de ces corrélations initiales ont été développées à partir d' essais de chargements statiques de pieux non instrumentés qui étaient mis en place dans des sols ayant des résistances au cisaillement non drainé variées, sans tenir compte de l'histoire des contraintes subies par l'argile.

Les formulations plus récentes introduisent l'effet de la surconsolidation. Par exemple, l'API RP 2GEO (2011) recommande d'utiliser les formules (I-8) et (I-9) pour déterminer le facteur α.

$$\alpha = 0{,}5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0{,}5} \qquad \text{si} \qquad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 1 \qquad \text{(I-8)}$$

$$\alpha = 0{,}5 \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0{,}25} \qquad \text{si} \qquad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1 \qquad \text{(I-9)}$$

Avec α : coefficient adimensionnel ≤ 1
C_u : résistance au cisaillement non drainée
σ'_{v0} : contrainte verticale actuelle

L'API RP2 GEO (2011) suggère d'utiliser les travaux de Murff (1980), Randolph and Murphy (1985) et Semple and Rigden (1984) pour prendre en compte l'effet de la rigidité (voir le chapitre I.1.2.1) du pieu sur le frottement latéral.

Suite aux résultats d'essais de pieux de Pentre (Karlsrud et al, 1992a, b) qui ont montré que des capacités très faibles pouvaient être obtenues dans des sols fins de faible plasticité, Karlsrud et al. (2005) ont proposé une nouvelle méthode dite NGI-99. Cette méthode synthétise les résultats des essais de pieux instrumentés battus (ouverts et fermés) dans les argiles de Pentre (Angleterre) et de Lierstranda et Onsoy (Norvège). Dans cette méthode, le facteur α est calculé selon les relations (I-10) et (I-11) :

$$\alpha = 0{,}32\ (I_p - 10)^{0{,}3} \qquad \text{si} \qquad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0{,}25 \qquad \text{(I-10)}$$

$$\alpha = 0{,}5\ \left(\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0{,}3} F_{tip} \qquad \text{si} \qquad \frac{C_u}{\sigma'_{v0}} > 1 \qquad \text{(I-11)}$$

Cette approche est illustrée graphiquement sur la Figure I-9.

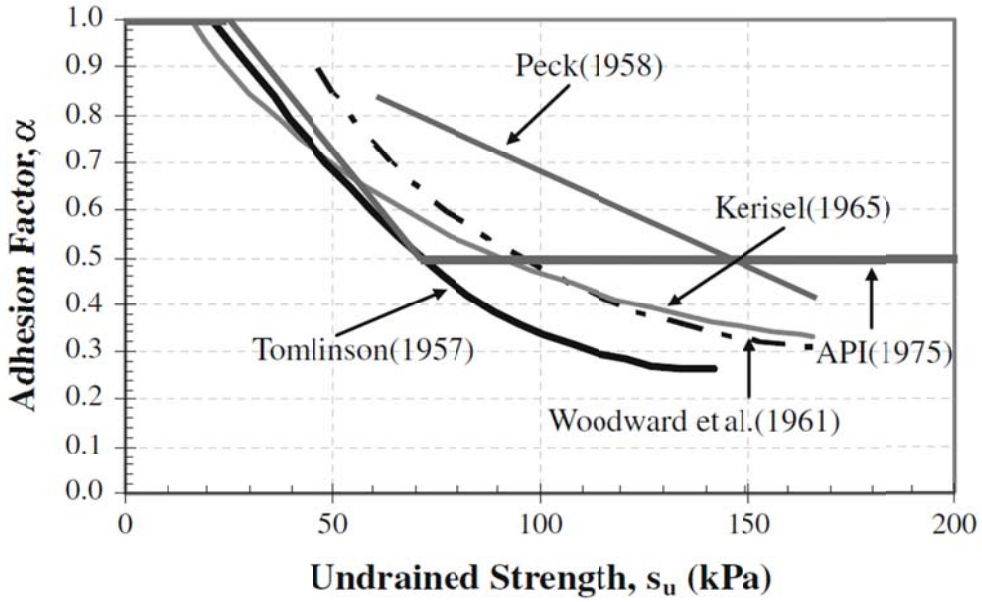


Figure I-8 : Évolution du facteur d'adhérence α en fonction la résistance au cisaillement non drainée Cu (Su) (Chow, 1997)

Elle suppose que le facteur α est constant pour un ratio $C_u/\sigma'_{v0} \leq 0{,}25$ (sols normalement consolidés) dépendant uniquement de l'indice de plasticité I_p ; ensuite celui-ci varie selon une relation log-linéaire jusqu'à $C_u/\sigma'_{v0} = 1$. Pour un ratio $C_u/\sigma'_{v0} > 1$ (sols fortement sur-consolidés), le calcul de α prend en compte le mode d'installation avec un coefficient F_{tip} qui réduit le frottement latéral dans le cas un pieu battu ouvert (maximum de 20% pour les argiles très fortement surconsolidée).

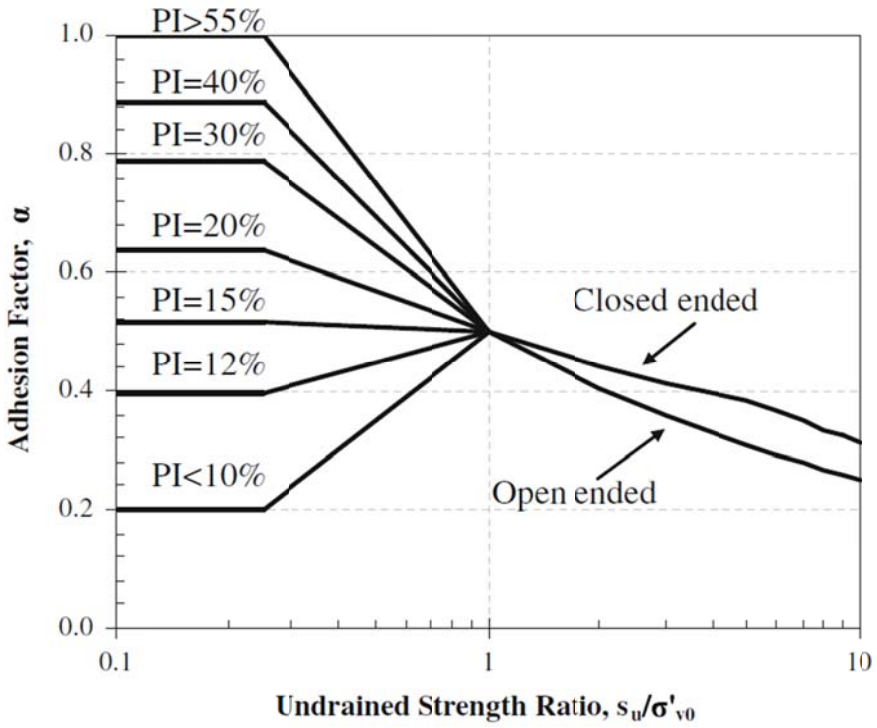


Figure I-9 : Évolution du facteur d'adhérence α en fonction du ratio Cu (Su)/σ'v0 (Karlsrud et al, 2005)

I.1.3.1.2 Méthode des contraintes effectives

Les méthodes en contraintes effectives se sont développées pour proposer des modélisations plus réalistes du comportement du sol autour du pieu. Ces méthodes sont connues sous le nom de méthodes du coefficient β, lequel exprime une relation directe entre le frottement limite τ_f et la contrainte effective verticale σ'_{v0} (équation I-12) :

$$\tau_f = \beta . \sigma'_{v0} \qquad \text{(I-12)}$$

Le coefficient β est donné par différents auteurs. Burland (1973) a préconisé la relation (I-13) :

$$\beta = K_f . \tan \delta \qquad \text{(I-13)}$$

Avec K_f : coefficient de pression horizontale des terres à la rupture.

δ : angle d'interface sol-pieu

Cette relation a été modifiée par Meyerhof (1976) qui a incorporé le degré de surconsolidation (OCR) :

$$\beta = (1{,}5 \pm 0{,}5) . K_f . \tan \delta . \sqrt{OCR} \qquad \text{(I-14)}$$

Flaate & Selnes (1977) ont noté, à partir d'essais de chargements de pieux battus que β décroissait avec l'augmentation de la pénétration des pieux. Ils ont suggéré un facteur de correction empirique de la longueur (L):

$$\beta = \frac{L+20}{2L+20}(0{,}4 \pm 0{,}1).\sqrt{OCR} \qquad \text{(I-15)}$$

Burland (1993) a proposé que le degré de sur-consolidation puisse être considéré par le rapport $\frac{C_u}{\sigma'_{v0}}$ avec β croissant de 0,2 pour un sol normalement consolidée et légèrement sur-consolidé ($\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0{,}4$) jusqu'à 0,5 pour un sol fortement surconsolidé ($\frac{C_u}{\sigma'_{v0}} \geq 1$)

L'équipe de l'Imperial College de Londres (Jardine et al., 2005) a développé une méthode - dite méthode ICP - pour estimer le frottement latéral en utilisant le même principe.

La méthode ICP est basée sur les résultats d'un grand nombre d'essais de pieux-sondes métalliques battus et instrumentés permettant la mesure de la contrainte radiale σ'_r au fût (Bond 1989 ; Lehane 1992 ; Chow 1997 ; Jardine et Chow 1996).

Le coefficient des terres à la rupture K_c est donné par la relation (I-16) :

$$K_c = [2{,}2 + 0{,}016\,YSR - 0{,}870\,log_{10}\,S_t].YSR^{0{,}42}.\left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}2} \qquad \text{(I-16)}$$

Avec YSR: degré de surconsolidation apparent
S_t : sensibilité du sol
h : distance entre la profondeur dans le sol et la position de la pointe au-delà de ce point
R : rayon du pieu (pour les pieux ouvert $R= (R_{ext}^2-R_{int}^2)^{0,5}$)

De plus, puisque la valeur du frottement n'augmente pas obligatoirement de façon linéaire en fonction de la profondeur, des valeurs limites du frottement au fût ont été établies notamment pour les pieux longs.

Il est à noter que la méthode ne prévoit pas une différence pour la direction du chargement (compression, traction).

Tableau I-1 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux (API RP2 GEO, 2011)

Relative Density[a]	**Soil Description**	**Shaft Friction Factor**[b] **β** **(-)**	**Limiting Shaft Friction Values** **kPa (kips/ft^2)**	**End Bearing Factor** **N_q** **(-)**	**Limiting Unit End Bearing Values** **MPa (kips/ft^2)**
Very Loose Loose Loose Medium Dense Dense	Sand Sand Sand-Silt[c] Silt Silt	Not Applicable[d]	Not Applicable[d]	Not Applicable[d]	Not Applicable[d]
Medium Dense	Sand-Silt[c]	0.29	1.4 (67)	12	60 (3)
Medium Dense Dense	Sand Sand-Silt[c]	0.37	1.7 (81)	20	100 (5)
Dense Very Dense	Sand Sand-Silt[c]	0.46	2.0 (96)	40	200 (10)
Very Dense	Sand	0.56	2.4 (115)	50	250 (12)

a The definitions for the relative density percentage description are as follows:

- Very loose, 0 - 15;
- Loose, 15 - 35;
- Medium dense, 35 - 65;
- Dense, 65 - 85;
- Very dense, 85 -100.

b The shaft friction factor 13 (equivalent to the *"K* tan 0" term used in previous editions of API 2A-WSD) is introduced in this document to avoid confusion with the 0 parameter used in the Annex.

c Sand-silt includes those soils with significant fractions of both sand and silt. Strength values generally increase with increasing sand fractions and decrease with increasing silt fractions.

d Design parameters given in previous editions of API 2A-WSD for these soil/relative density combinations may be unconservative. Hence, it is recommended to use CPT-based methods from the annex for these soils.

En ce qui concerne le sable, API RP2 GEO (2011) préconise d'utiliser la même équation (I-12) : $\tau_f = \beta . \sigma'_{v0}$

Pour les pieux battus ouverts, les valeurs de β sont prises dans le Tableau I-1 qui montre les différents paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sable siliceux. Pour les pieux battus fermés, on prend des valeurs de β plus grandes de 25% que celle présentées dans le Tableau I-1.

I.1.3.1.3 Méthodes pénétrométiques et pressiométriques

Adopté par le ministère de l'équipement en 1993, le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT).

Il est à noter qu'une nouvelle norme Française NF-P 94 262, a été adoptéé à partir de juillet 2012.

L'effort de frottement latéral total Q_s est exprimé par l'équation (I-17) :

$$Q_s = P \int_{L_0}^{L_p} q_s(Z) dz \qquad \text{(I-17)}$$

Où Lp: longueur du fût du pieu
L_0: longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)
P : périmètre du pieu,
q_s : frottement axial unitaire limite.

Dans l'approche pressiométrique (essais PMT), le frottement axial unitaire limite q_s est donné directement par des abaques en fonction de :

- la pression limite p_l
- le type du sol (argile, sable),
- la nature du pieu (acier, béton),
- le mode de mise en place (avec ou sans refoulement).

Dans l'approche pénétrométrique (essais CPT) q_s peut être calculé par l'expression (I-18) :

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{smax}\right) \quad \text{(I-18)}$$

Où $q_c(z)$: résistance de pointe d à la profondeur z,
q_{smax} et β : deux paramètres dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Dans le sable, Jardine et al. (2005) utilisent le profil q_c du CPT pour déterminer le frottement latéral d'un pieu battu. Le principe de cette méthode se base sur les équations (I-19) et (I-20) qui traduisent que la contrainte radiale à la rupture σ'_{rf} est différente de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc}.

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f \quad \text{(I-19)}$$

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd} \quad \text{(I-20)}$$

Où δ'_f: angle de cisaillement d'interface (sol-pieu);
σ'_{rf}: contrainte radiale finale ;
σ'_{rc}: contrainte radiale initiale ;
$\Delta\sigma'_{rd}$: variation de la contrainte due au chargement.

Ils suggèrent comme expression de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc} :

$$\sigma'_{rc} = 0{,}016\, q_c \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{0{,}13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38} \quad \text{(I-21)}$$

q_c : résistance de pointe du CPT ;
h : distance verticale à partir de la pointe ;
R : rayon du pieu (pour les pieux ouvert $R= (R_{ext}^2-R_{int}^2)^{0,5}$);
σ'_{v0} : contrainte verticale initiale in situ ;
P_a : pression atmosphérique.

Pendant le chargement, la différence $\Delta\sigma'r$ rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu. Ce terme peut être négligé pour les pieux de grand diamètre. Il est donné par l'équation suivante :

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2G\frac{\delta h}{R} \quad \text{(I-22)}$$

δh: déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement ;
R: Rayon de pieu ;
G: module de cisaillement.

I.1.3.2 Résistance de pointe

I.1.3.2.1 Méthode des contraintes totales

La résistance unitaire limite en pointe mobilisable d'un pieu installé dans l'argile est estimée par l'équation suivante (API RP 2GEO, 2011):

$$q_p = 9\ C_u \tag{I-23}$$

Avec C_u : cohésion non drainée

I.1.3.2.2 Méthode des contraintes effectives

Dans le sable, la résistance unitaire limite en pointe mobilisable est égale à (API RP 2GEO, 1993):

$$q_p = N_q \sigma'_{v0} \tag{I-24}$$

σ'_{v0} est la contrainte verticale effective en pointe du pieu et N_q est un facteur de capacité portante qui varie en fonction de l'angle de frottement interne du sol Φ' et de la densité du sable. Le Tableau I-1 montre un exemple des paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux.

Les valeurs de N_q ainsi que des valeurs limites de la résistance de pointe sont présentées dans le Tableau I-1.

I.1.3.2.3 Méthodes pénétrométiques et pressiométriques

Dans le Fascicule 62 les résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT) sont directement utilisés pour calculer la résistance limite en pointe mobilisable :

- PMT : $$Q_p = A k_p p_{le}^{*} \tag{I-25}$$
- CPT : $$Q_p = A k_c q_{ce}^{*} \tag{I-26}$$

Avec A : section de la pointe ;
p_{le}^{*} : pression limite nette équivalente ;
q_{ce}^{*} : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique ;
k_p : facteur de portance par la méthode pressiométrique ;
k_c : facteur de portance par la méthode pénétrométrique ;
(k_p et k_c sont déterminés en fonction du type de pieu et du type de sol).

Il est important de mentionner que les résistances équivalentes sont déterminées à partir des équations suivantes :

$$p_{le}{}^{*} = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} p_{l}{}^{*}\, dz \qquad et \qquad q_{ce}{}^{*} = \frac{1}{b+3a}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}{}^{*}\, dz$$

Avec :

- b = min(a,h)
- a = B/2 si B > 1m sinon a = 0,5 m avec B largeur de la fondation
- h : hauteur d'ancrage dans la couche de sol porteuse
- D : hauteur totale de la fondation

La méthode de Jardine et al. (2005) est basée sur les données de l'essai CPT en calculant la résistance de pointe du pieu à partir de la résistance développée sous la pointe d'un pénétromètre. Chow (1997) a démontré une relation entre le rapport q_p/q_c du diamètre du pieu et celui du pénétromètre dans les sables. Elle a tracé à partir des données expérimentales, le rapport q_p/q_c en fonction du diamètre du pieu et établi une méthode de prévision confirmée par Jardine et Chow (1996) et Jardine et al (2005).

$$\frac{q_p}{q_c} = 1 - 0{,}5\ log\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right) \qquad \text{(I-27)}$$

Avec D : diamètre du pieu en m ;
D_{CPT} = 0,036 : diamètre du CPT en m;
q_c : résistance de cône au CPT;
q_p : résistance de pointe du pieu.

Pour la résistance de pointe d'un pieu installé dans l'argile, Jardine et al. (2005) ont proposé des relations qui dépendent du type de pieu (ouvert ou fermé) et des conditions de drainage. Par exemple, la résistance de pointe des pieux battus fermés est calculée à partir des relations (I-26) et (I-27) :

$$q_p = 0{,}8.\, q_c \qquad \text{conditions non drainées} \qquad \text{(I-28)}$$

$$q_p = 1{,}3.\, q_c \qquad \text{conditions drainées} \qquad \text{(I-29)}$$

I.1.4 Méthodes de prévision des tassements des pieux

Pour nombre de projets courants, on a coutume de considérer qu'un pieu correctement dimensionné vis à vis de la rupture se déplace suffisamment peu sous sa charge de service pour que l'estimation précise de ces déplacements ne soit pas exigée. Cette simplification est bien sûr injustifiée dans son principe. Il convient d'une manière générale de vérifier qu'en plus du critère de sécurité à la rupture, le déplacement de la tête du pieu sous charges de service reste compatible avec les impératifs fonctionnels de la superstructure. Il est nécessaire de savoir estimer les déplacements (réversibles et irréversibles) du pieu et leur évolution dans le temps.

La relation charge-déplacement en tête du pieu peut être déterminée au moyen d'un essai de chargement statique mené :

- jusqu'à la rupture s'il s'agit d'un pieu expérimental,
- jusqu'à la charge maximale admissible s'il s'agit d'un pieu de l'ouvrage.

Dans le cas d'un pieu instrumenté, la répartition de la charge en fonction de la profondeur peut être obtenue de même que la loi de mobilisation du frottement local et de l'effort de pointe. Cependant, ce type essai est assez coûteux et ne peut être réalisé que pour les projets d'envergure.

Le tassement en tête d´un pieu isolé peut être calculé si l´on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical z de chaque section du pieu, ainsi que la loi de mobilisation de l´effort de pointe q en fonction du déplacement vertical de la pointe z_p de celle-ci.

En l'absence de données particulières pouvant provenir par l'essai de chargement d'un pieu instrumenté sur site, plusieurs modèles se sont développés pour estimer les déplacements en tête de pieux. Les méthodes actuelles peuvent être divisés en trois classes : (1) méthodes de transfert de la charge 1-D, (2) méthodes du continuum 1-D et (3) méthodes d'élément fini 2-D. Ces dernières ne seront pas traitées dans cette section.

I.1.4.1 Méthode de transfert de la charge

La méthode "de transfert de charge " a été décrite la première fois par Coyle et Reese (1966). C'est un modèle 1-D dans lequel le pieu est discrétisé en N tronçons ou segments. Le tassement en tête d´un pieu isolé peut être calculé si l´on connaît les lois de mobilisation du frottement en fonction du déplacement vertical du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l´effort de pointe en fonction du déplacement vertical de celle-ci.

Dans cette approche, chaque segment du système sol-pieu est modélisé par un ressort qui suppose que la force de frottement unitaire T mobilisée le long du fût est uniquement fonction du déplacement vertical z au milieu du segment de pieu considéré. Cette fonction est appelée courbe T-Z.

Dans le cas d'un chargement axial en compression, le système sol-pieu du dernier tronçon relie la résistance de pointe Q au déplacement vertical z. Cette relation est appelée courbe Q-Z.

I.1.4.1.1 Frottement local unitaire (courbes T-Z)

Plusieurs méthodes de construction de la courbe T-Z sont proposées dans la littérature. Le point commun de ces méthodes est la détermination:

- du frottement maximal T_{max}
- du déplacement local z_c nécessaire pour mobiliser T_{max}
- de l'allure de la courbe T-Z avant la mobilisation de T_{max}
- de l'allure de la courbe T-Z après la mobilisation de T_{max}

Coyle et Reese (1966) n'ont proposé qu'une fonction pour déterminer la courbe T-Z de pieux installés dans l'argile. Vijayvergia (1977) a proposé, après avoir examiné une base de données d'essais de chargement statique, une fonction générale qui peut être employée pour les pieux battus et forés dans l'argile et dans le sable (Figure I-10).

Cette figure est sous forme hyperbolique et ne présente ni pic ni phase de radoucissement.

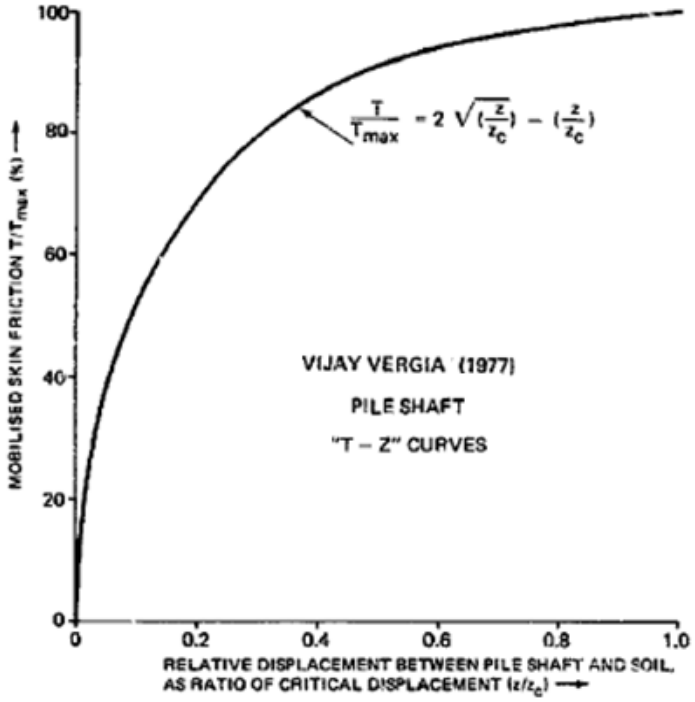


Figure I-10: Courbe T-Z proposé par VijayVergia (1977)

La difficulté de ce modèle réside dans la détermination exacte de la valeur du Z_c. Vergobbi (1982) a synthétisé l'ensemble des résultats expérimentaux permettant de montrer les plages de variations de Z_c en fonction du diamètre du pieu (battu) aussi bien dans l'argile que dans le sable.

Certes, il existe une certaine dispersion des résultats, mais il a, tout de même, définit des plages de variation caractéristiques des différents matériaux :

- dans les argiles, le déplacement critique normalisé $\frac{Z_c}{D}$ se situe dans la fourchette :

$$0{,}5\ \% < Z_c / D < 2{,}5\ \%$$

- dans les sables, le déplacement critique normalisé $\frac{Z_c}{D}$ se situe dans la fourchette :

$$1{,}5\ \% < Z_c / D < 4\ \%$$

Par ailleurs, aucune étude n'a été effectuée pour estimer l'influence du degré de consolidation de l'argile et de l'indice de densité du sable sur le déplacement critique z_c.

Tout récemment l'API RP2GEO a adopté une valeur unique de Z_c = 1% de D pour la conception des pieux battus dans les argiles et les sables. Toutefois, il précise qu'il y a une incertitude significative sur cette valeur qui peut s'étendre de 0.25 % à 2.0 %. D notamment dans les cas où la rigidité axiale du pieu est critique pour la conception.

Différents auteurs, tels que Randolph et Wroth (1978), Kraft et al. (1981b) ont proposé une approche théorique de la valeur de Z_c en faisant l'hypothèse que l'interaction sol/pieu est linéaire élastique. Ils schématisent, selon la Figure I-11, le mécanisme de mouvement du pieu par le cisaillement de cylindres concentriques.

Cette approche repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- les déplacements radiaux du sol sont négligeables par rapport aux déplacements verticaux;
- la contrainte de cisaillement décroit avec la distance radiale de telle sorte que l'on a

$$\tau = \frac{R_0\,\tau_0}{R} \tag{I-30}$$

Avec R_0 : rayon du pieu
τ_0 : contrainte de cisaillement à l'interface sol-pieu
τ : contrainte de cisaillement à une distance R

En intégrant ces hypothèses, Randolph et Wroth (1978) ont exprimé la relation frottement / déplacement sous la forme suivante :

$$z = \frac{yRT_{max}}{G_s} \tag{I-31}$$

Où y : constante selon les conditions limites = $\ln\left[\frac{2{,}5L(1-\nu)}{R}\right]$

L : longueur du pieu
R : rayon du pieu
G_s : module de cisaillement de sol

Cette relation est à la base du logiciel RATZ (Randolph, 2003) qui sera détaillé dans la section (I.2.3.2).

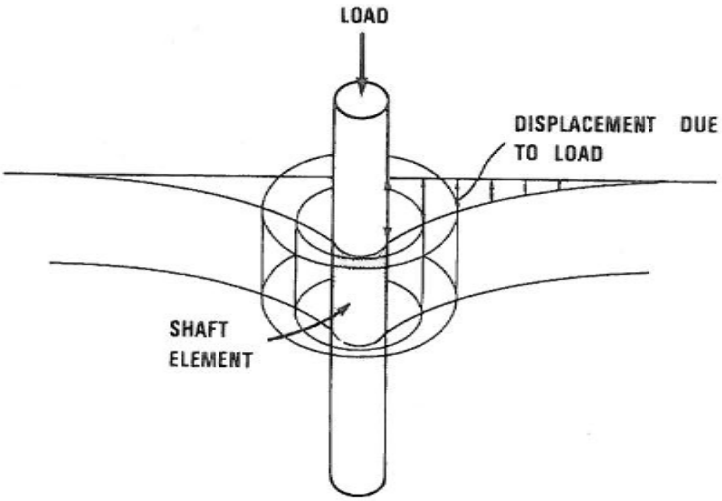


Figure I-11 : Mécanisme de mouvement du pieu par le cisaillement de cylindres concentriques. (Randolph et Wroth, 1978)

Frank et Zhao (1982) ont proposé une méthode de construction des courbes T-Z à partir de l'essai au pressiomètre Ménard qui a été adoptée par le Fascicule 62.

La courbe T-Z est présenté sur la Figure I-12. Elle est bilinéaire avec des pentes qui dépendent du module pressiométrique E_M du sol ainsi que du diamètre du pieu :

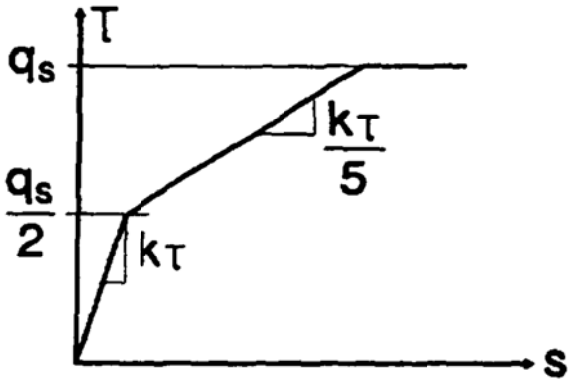


Figure I-12 : Courbe T-Z (Frank et Zhao, 1982)

- pour les sols fins :

$$k_\tau = \frac{2{,}0\ E_M}{B} \tag{I-32}$$

- pour les sols granulaires :

$$k_\tau = \frac{0{,}8\ E_M}{B} \tag{I-33}$$

L'API RP 2GEO (2011) recommande au concepteur d'utiliser, pour les sols non carbonatés, la courbe T-Z adimensionnelle qui est présentée sur la Figure I-13.

La courbe proposée forme une partie similaire pour le sable et pour l'argile qui est non linéaire jusqu'au frottement maximal correspondant à un déplacement critique de Z_c = 1 % du diamètre.

Ensuite, cette courbe forme un palier (T_{max}=T_{res}) pour le sable et une phase de radoucissement varie dans une fourchette de 0,9 T_{max} à 0,7 T_{max} pour l'argile.

Le Tableau I-2 présente l'ensemble des points qui permettent de tracer ces courbes.

Notons que, pour estimer T_{res}, l'API RP 2GEO suggère de faire des essais de chargement de pieux modèles ou réels.

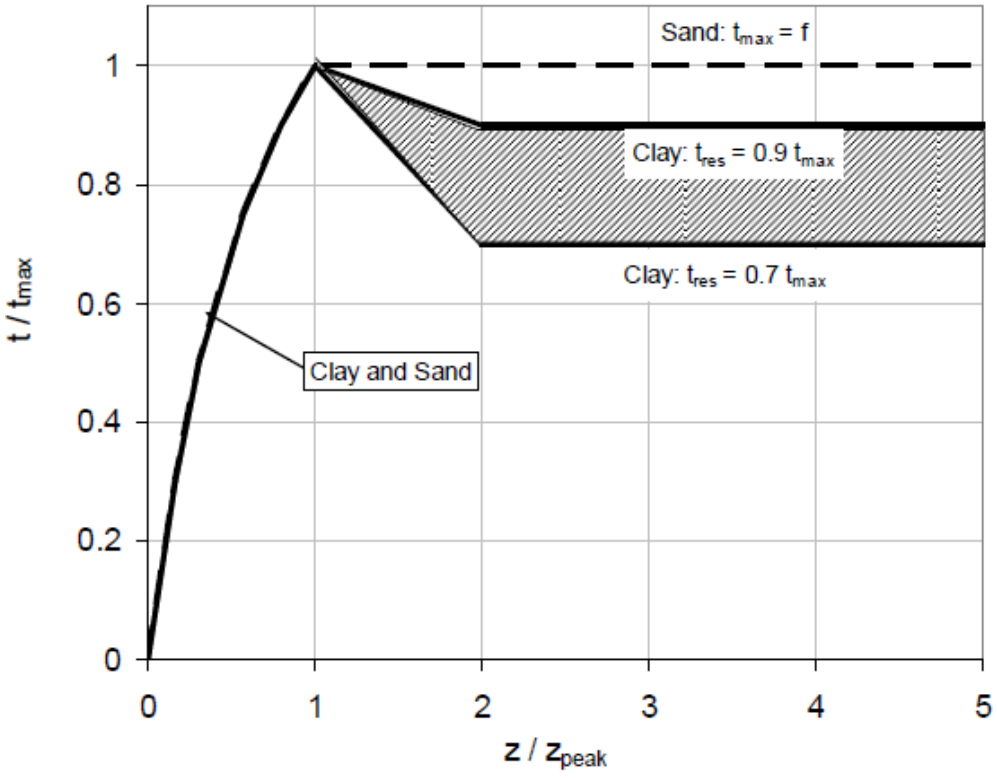


Figure I-13: Courbe T-Z (API RP 2GEO, 2011)

Tableau I-2 : Paramètres de définition des courbes T-Z (API RP2 GEO, 2011)

z/z_{peak}	t/t_{max}	
	Clays	Sands
0.16	0.30	0.30
0.31	0.50	0.50
0.57	0.75	0.75
0.80	0.90	0.90
1.0	1.00	1.00
2.0	0.70 to 0.90	1.00
∞	0.70 to 0.90	1.00

Key:

z is the local pile axial deflection

z_{peak} is the displacement to maximum soil pile adhesion or unit skin friction

D is the outside diameter

t is the mobilized soil-pile adhesion

t_{max} = $f(z)$ = maximum soil-pile adhesion or unit shaft friction, computed according to 8.1.

I.1.4.1.2 Résistance de pointe (Q-Z)

Vijayvergiya (1977) a suggéré l'équation suivante pour des argiles et des sables :

$$\frac{Q}{Q_{max}} = \left(\frac{Z}{Z_{cp}}\right)^{1/3} \qquad \text{(I-34)}$$

Avec Q : résistance de pointe mobilisée
Q_{max} : résistance de pointe maximale
Z : déplacement atteint
Z_{cp} : déplacement local nécessaire pour mobiliser Q_{max}

Beringen et al. (1979) ont mesuré les courbes de la résistance de pointe en fonction du déplacement de la pointe du pieu dans le sable dense. Ils confirment que la forme générale est correcte mais constatent que la valeur du Z_{cp} est difficile à déterminer exactement. Elle semble se situer dans la gamme 5 à 10 % du diamètre de pieu.

Dans le Fascicule 62, Frank et Zhao (1982) ont proposé une méthode de dérivation des courbes Q-Z à partir de l'essai au pressiomètre Ménard. Elle est bilinéaire comme la courbe T-Z avec des pentes différentes mais toujours en fonction de E_M.

- pour les sols fins :

$$k_\tau = \frac{11{,}0\ E_M}{B} \tag{I-35}$$

- pour les sols granulaires :

$$k_\tau = \frac{4{,}8\ E_M}{B} \tag{I-36}$$

L'API RP 2GEO (1993) recommande d'utiliser une courbe Q-Z adimensionnelle pour les sols non carbonatés (Figure I-14).

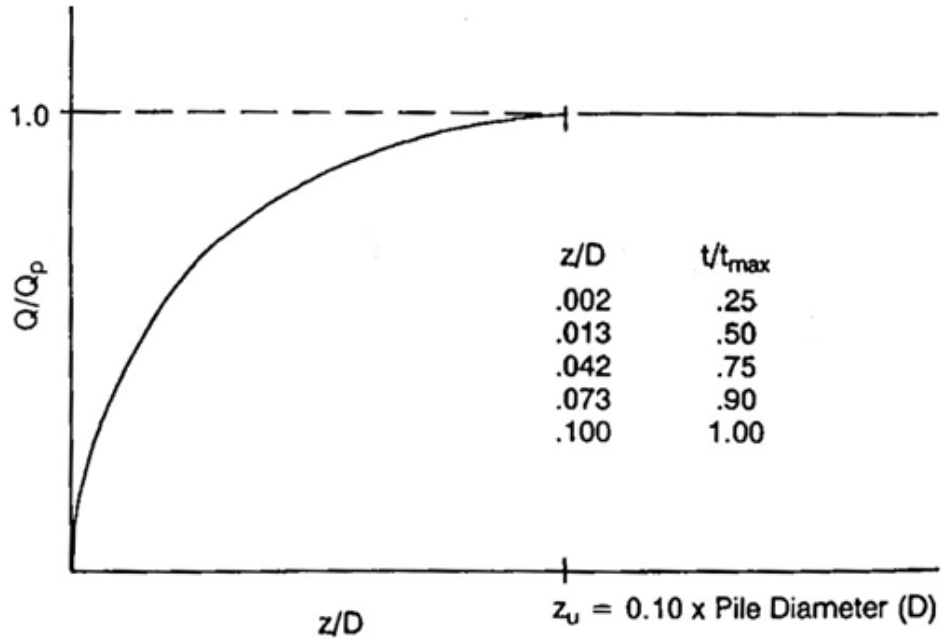


Figure I-14 : Courbe Q-Z (API RP 2GEO, 2011)

Dans cette courbe, Z_{cp} (= Z_u) correspond à 10 % du diamètre du pieu pour l'argile et pour le sable.

Les paramètres Z_c et Z_{cp} sont des paramètres clés pour estimer la réponse d'un pieu (relation charge-déplacement). Un tel comportement est influencé par la longueur et la rigidité du pieu et la différence essentielle entre les valeurs de z_c et de Z_{cp}.

Typiquement, la courbe du frottement latéral (T-Z) et la courbe de la résistance de pointe (Q-Z) deviennent entièrement plastique pour des déplacements de l'ordre de respectivement 1% et 10% du diamètre du pieu.

Lorsqu'un pieu est soumis un effort de compression, le frottement latéral est mobilisé d'abord, et ensuite la résistance en pointe. Généralement, les courbes T-Z sont présentées avec seulement un point défini pour un déplacement critique Z_c, tandis que les courbes de Q-Z sont représentées par cinq points. Pour des pieux en traction, il n'y a aucune résistance de pointe et les courbes de la T-Z.

La méthode de transfert de charge est simple et tient compte de la réponse non linéaire du sol.

Cependant, l'inconvénient principal de cette méthode est qu'elle est empirique et que les déplacements dans les couches supérieures du sol dues aux mouvements dans des couches inférieures ne sont pas pris en compte.

I.1.4.2 Méthode du continuum

La notion de continuum est une approche continue des éléments de bord simplifiée 1-D en considérant le sol comme un milieu élastique. Elle se rapporte à un groupe de méthodes dans lesquelles le pieu est subdivisé en plusieurs éléments et le sol est traité comme un espace élastique homogène où les efforts et les déplacements sont calculés à partir des équations de (Mindlin, 1936).

Dans cette méthode, la solution exacte est obtenue lorsque les déplacements verticaux du pieu (calculés à partir de la variation de charge dans le pieu en fonction de la profondeur) correspondent aux déplacements de sol (calculés en transférant les charges au sol à partir du pieu) aux mêmes profondeurs.

Poulos (1981) a développé une méthode de continuum permettant d'analyser les pieux sous chargement axial. Cette méthode exige une définition précise des propriétés de sol, en particulier le module d'Young du sol et le frottement latéral limite du niveau approprié.

Poulos (1989) a implémenté cette méthode dans un programme numérique « SCARP » qui sera détaillé dans la partie I.2.3.1.

I.2 COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL

Cette partie est consacrée à la définition du chargement cyclique et la description des tendances générales des pieux sous ce type de sollicitations en se basant sur les résultats d'essais de chargements cycliques axiaux de pieux en vraie grandeur. De plus, on passe en revue les nombreux modèles existants qui prennent en compte l'effet des cycles sur le comportement des pieux.

Poulos (1981) considère trois caractéristiques essentielles, généralement reconnues, dans la réponse des pieux sous chargements cycliques :

- la dégradation de la résistance de l'interface pieu-sol (frottement) ;
- l'accumulation des déplacements (dégradation de la rigidité) ;
- les effets de la vitesse de chargement.

Les deux premières considérations sont associées à un impact négatif sur la capacité des pieux tandis que la vitesse de chargement peut avoir une influence positive. Dans certaines conditions il a pu être considéré (au moins implicitement) que la perte en capacité et/ou en raideur qui pourrait advenir des chargements cycliques était (sinon totalement au moins partiellement) compensée par le gain en capacité et en raideur dû à la vitesse d'application des charges cycliques. C'est notamment le cas pour les pieux de plates-formes pétrolières (jackets) soumis à la houle lorsque celle-ci n'engendre pas de composante cyclique trop sévère (efforts alternés notamment).

I.2.1 Les chargements cycliques

Comme mentionné auparavant, le terme « chargements cycliques » fait référence à un mode de chargements variables avec un certain degré de régularité d'effort, moment, contrainte, déplacement, accélération, etc., en fonction du temps, permettant d'apprécier la forme du signal. En réalité, ce type de chargements notamment les chargements environnementaux (le vent et la houle) sont par nature des phénomènes irréguliers et aléatoires aussi bien en amplitude qu'en fréquence. De plus, il est important de noter que les chargements cycliques réels se composent de chargements

verticaux et latéraux combinés à des moments. Cependant, dans cette thèse, on s'intéresse uniquement aux chargements cycliques axiaux.

Pour simplifier la description et l'analyse des chargements cycliques axiaux, la caractérisation sinusoïdale ou trapézoïdale par incrément de chargement a été développée. Cette caractérisation a permis au concepteur de définir aisément le chargement moyen (les charges permanentes et variables), de déterminer les amplitudes de chargement cyclique (les charges environnementales, industrielles, etc.), et de spécifier le nombre de cycles.

La procédure d'idéalisation consiste à transformer la tempête réelle en une tempête virtuelle idéalisée constituée de plusieurs séries de combinaisons d'amplitude constante avec un nombre de cycles décroissant pour arriver à la combinaison extrême et unique qui est supposée arriver en fin de tempête. Cette décomposition est effectuée à l'aide d'algorithmes de classement qui ne seront pas détaillés ici (méthode dite de « rainflow analysis », ASTM E1049).

Les sollicitations cycliques peuvent être caractérisées par les paramètres suivants : la direction du chargement (axial en l'occurrence), le nombre de cycles N, le chargement cyclique maximal Q_{max}, le chargement cyclique moyen Q_{moy}, l'amplitude du chargement cyclique Q_c, le type de chargement (alterné ou non) et la fréquence f.

On distingue deux principaux types de chargements cycliques axiaux (Figure I-14):

- les chargements non alternés « répétés » - dits chargement « one-way » en Anglais : en cours des cycles, il n'y a pas inversion de la charge (Q_{max} et Q_{min} sont de même signe).
- les chargements « alternés » - dits chargements « two-way » : il y a changement du signe de la charge appliquée (Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé).

La réponse des pieux soumis aux chargements cycliques axiaux dépend fortement de la nature de la charge appliquée avec chacune des conditions représentées sur la Figure I-15.

La fréquence cyclique f est l'inverse de la période cyclique T définie pour un cycle complet du chargement. Les périodes de référence utilisées dans les essais de

chargements cycliques sont généralement de 10-20 secondes ce qui correspond aux périodes des charges cycliques sur des structures en mer.

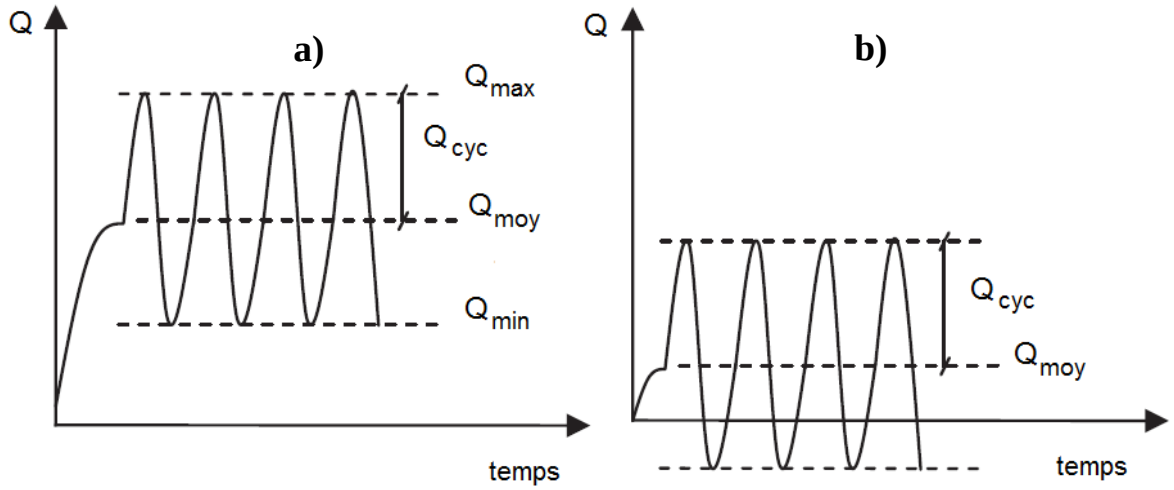


Figure I-15 : Schéma des différents types de chargement cyclique : a)non alterné b) alterné

La connaissance du type de chargement cyclique est très importante pour définir les essais les plus représentatifs : déplacement contrôlé ou effort contrôlé. Karlsrud et al. (1986) ont suggéré d'utiliser les essais en vraie grandeur à force contrôlée pour déterminer comment le transfert de la charge s'effectue le long du pieu notamment pour les pieux longs et flexibles. En revanche des essais en déplacement contrôlé sur pieux modèles sont mieux adaptés pour déterminer la dégradation du frottement des parties supérieures d'un pieu réel.

I.2.2 Bases de données expérimentales

Dans cette thèse, l'analyse du comportement des pieux sous chargements cycliques axiaux est limitée aux essais sur les pieux isolés en vraie grandeur dans différents types de sol : les sols fins (argile et limon) et les sols pulvérulents (sable, sable siliceux et sable carbonaté). Ces essais in-situ offrent les avantages d'utiliser un sol en place, des pieux réels, et des états réalistes d'interface sol-pieu.

Dans la littérature, on trouve qu'il y a un nombre très limité d'essais de chargements cycliques en comparaison avec les essais de chargements statiques de pieu (voir la synthèse en Annexe AI-1). Ces essais sont très difficiles à définir et à analyser, ils exigent une instrumentation sophistiquée et une méthodologie ciblée.

En effet, indépendamment du choix du pieu et du sol, on doit choisir une procédure d'installation, le nombre d'essais cycliques à appliquer sur chaque pieu, la durée des périodes de repos entre les essais, la fréquence de chargement, la forme, l'amplitude, la durée, etc. Le nombre de paramètres est tel que les résultats devraient être traités cas par cas.

De plus, ces essais sont extrêmement coûteux et leurs résultats sont généralement maintenus dans le secret professionnel. La discussion qui suivra est basée donc sur les quelques articles qui sont disponibles dans la littérature.

I.2.2.1 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins

Dans la section actuelle, on reporte les conclusions des résultats obtenus à partir des essais de chargements cycliques sur les pieux installés dans les sols fins. Le traitement de cette base de données comprend le type de chargement cyclique appliqué, la génération de pression interstitielle, la capacité portante des pieux et l'accumulation des déplacements en tête du pieu.

Pour pouvoir à la fois comparer les essais de chargements cycliques qui sont effectués sur différents types de pieux et juger de la sévérité des chargements cycliques appliqués, on a normalisé la charge cyclique maximale par la capacité ultime statique.

I.2.2.1.1 Les premiers essais de chargements cycliques

Les premiers essais de chargement cyclique axial de pieu ont été exécutés par Seed & Reese (1955), Sharman (1961) et Whitaker & Cooke (1961). Cependant le nombre de cycles appliqués était faible de l'ordre de 8 et les taux de chargement appliqué étaient plus représentatifs des conditions statiques (vitesses et amplitudes faibles). La charge de rupture après ce petit nombre de cycles s'est située entre 84% et 96% de la capacité statique initiale.

Broms (1972) a étudié le comportement de pieux battus en béton préfabriqué et en bois de construction à trois endroits différents en Suède (Uppsala I, Uppsala II, Bjorktop). Ces pieux ont été battus dans des couches profondes d'argile normalement consolidée.

Durant cette campagne d'essai, les chargements cycliques appliqués étaient uniquement répétés en compression avec $Q_{min}=Q_{max}/2$. Broms a indiqué que ces essais cycliques n'ont pas sensiblement affecté la capacité portante statique tant que Q_{max} n'a pas dépassé 75% de Q_{uc}.

Pour évaluer l'impact combiné des effets de la vitesse et du cumul des cycles de chargement, Kraft et al. (1981a) ont effectué deux séries d'essais de chargements axiaux sur quatre pieux battus ouverts dans de l'argile normalement consolidé à Empire en Louisiane, États-Unis. Les pieux étaient en acier tubulaire de D= 0,356 m avec une longueur variant entre L= 12,2 m et L= 15,2 m.

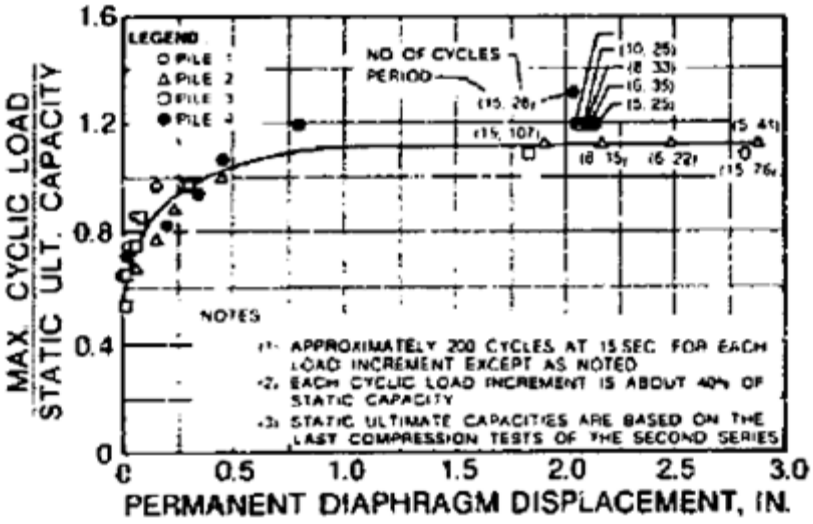


Figure I-16 : Influence du ratio du chargement (Qmax) /Quc sur le déplacement des quatre pieux (Kraft et al., 1981a)

Ils ont trouvé que le chargement cyclique non alterné a plus affecté la réponse de chargement-déplacement que la capacité portante. La Figure I-16 illustre l'influence du niveau du chargement (Q_{max}/Q_{uc}) sur le déplacement des quatre segments de pieu.

Pour des charges au-dessus de 80% de la capacité statique ($Q_{max}/Q_{uc}=0,8$), les déplacements ont commencé à s'accumuler et le taux de déplacement a augmenté considérablement pour des charges s'élevant jusqu'à 110% de la capacité statique.

I.2.2.1.2 Les essais effectués par le BRE

En se basant sur des travaux précédents (Garas et McAnoy, 1980) qui avaient montré que le comportement de pieux sous chargement cyclique en traction était satisfaisant pour Q_{max} = 0,48 Q_{ut}, McAnoy et al. (1982) ont effectué une autre série d'essais de traction cyclique sur un pieu métallique de longueur de L=10 m et de diamètre D = 193 mm battu dans l'argile de Cowden en Angleterre. Le pieu utilisé a été instrumenté avec des jauges de déformation, des cellules de pressions totales et interstitielles sur toute sa longueur.

Durant cette campagne d'essais, six essais statiques et trois cycliques (A, B et C) ont été réalisés sur le même pieu. Chaque essai cyclique a été précédé et suivi par un essai statique afin de visualiser l'effet des cycles sur la capacité portante statique (figure Figure I-17 a et b):

- Essais A : N =13 597 cycles et $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,4 + 0,2 = 0,6. Q_{ut}$
- Essais B : N =564 cycles et $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,4 + 0,4 = 0,8. Q_{ut}$
- Essais C : N =11 775 cycles et $Q_{moy} + Q_{cyc} = 0,3 + 0,3 = 0,6. Q_{ut}$

Les déplacements moyens et maximaux ont été mesurés en tête de pieu pendant les essais (Figure I-18). Pour les essais A et C, les déplacements moyens étaient stables (linéaires en fonction du nombre de cycles) et restaient inférieurs à 1 mm à 11775 et 13597 cycles respectivement. Quant à l'essai B, seulement 564 cycles ont été nécessaires pour provoquer la rupture (le pieu a atteint un déplacement en tête de 2,5 mm, ce qui correspond à 1,29 % du diamètre). Après un seuil de 40 premiers cycles où le pieu avait un comportement stable, le déplacement en tête a augmenté rapidement et a continué à augmenter avec chaque cycle.

McAnoy et al. (1982) ont conclu qu'au-delà de 80% de la charge de rupture, un comportement dramatique du pieu s'est produit après un nombre restreint de cycles, et la rupture a suivi. De plus, ils ont constaté qu'il n'y a pas eu de modification significative sur la rigidité cyclique (rapport entre l'amplitude cyclique et l'amplitude des déplacements) et la pression interstitielle.

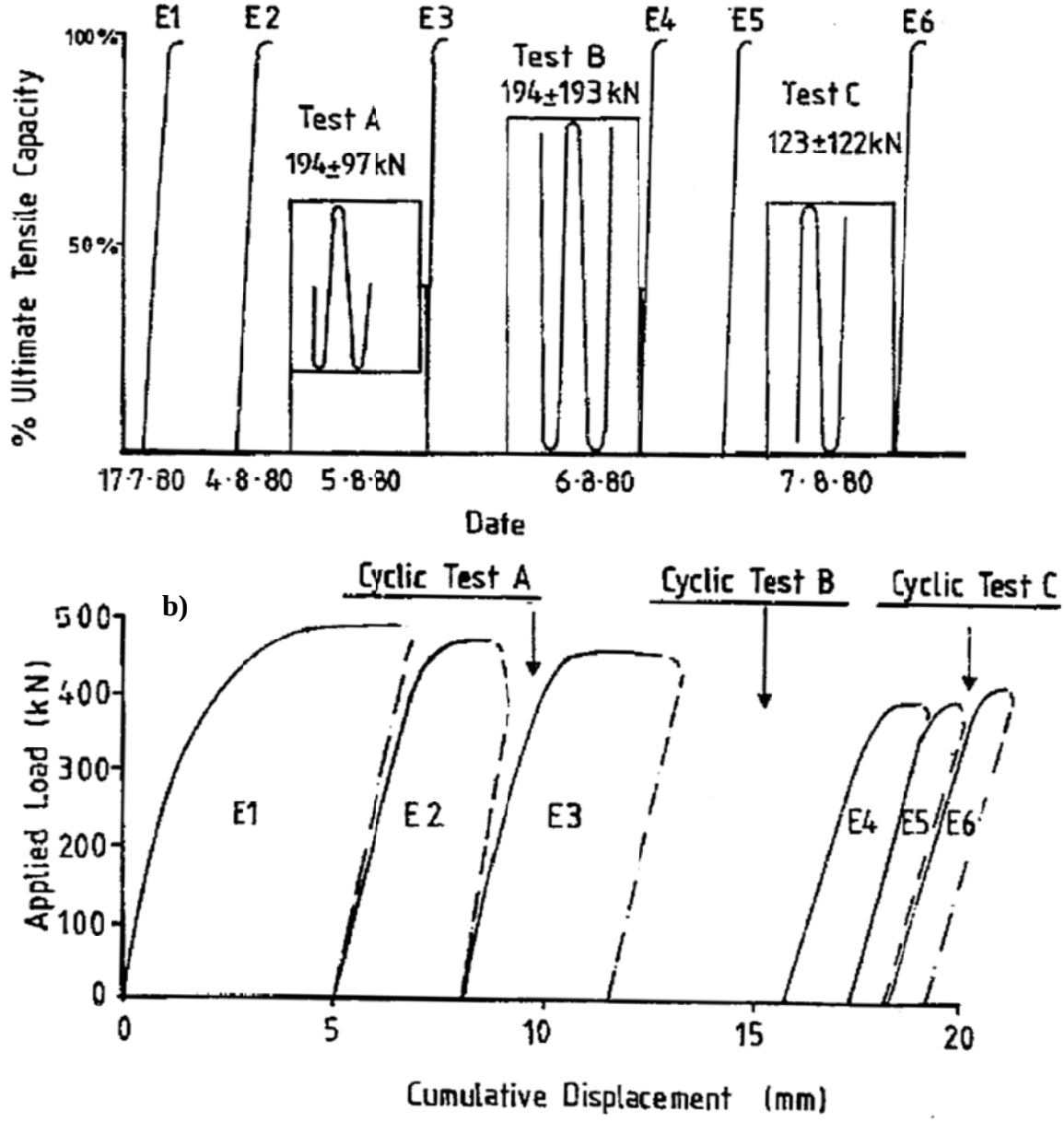


Figure I-17 : a) Historique de chargement et b) Déplacement cumulatif en tête du pieu de Cowden (McAnoy et al., 1982)

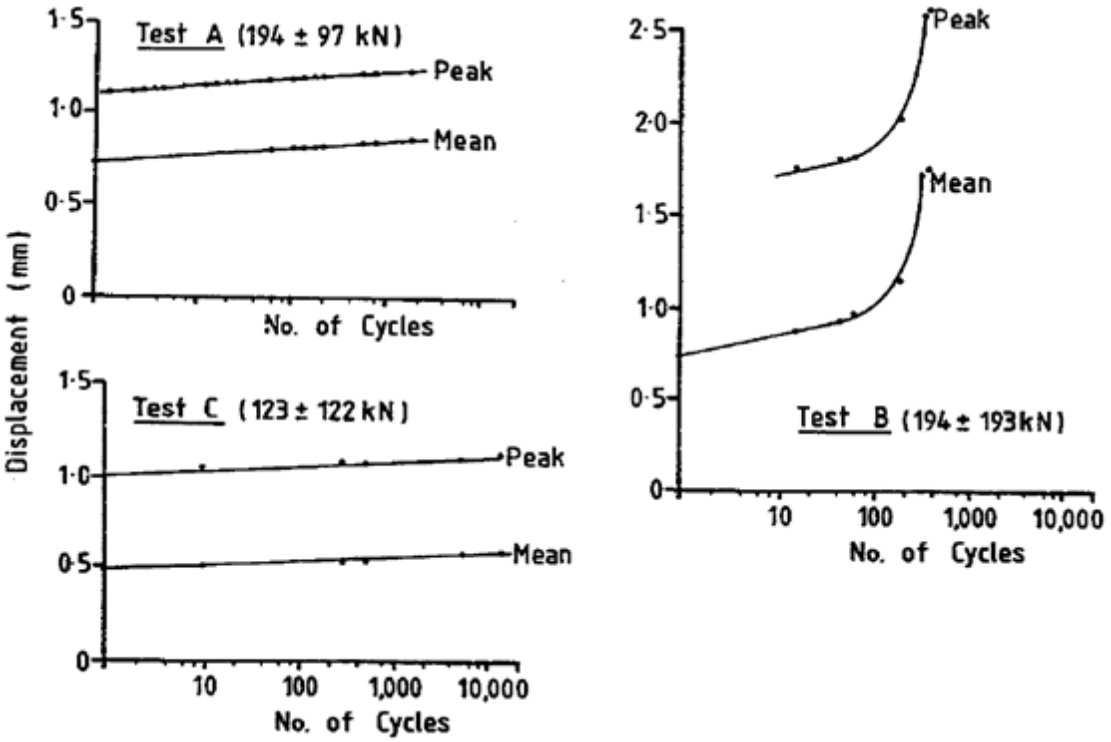


Figure I-18 : Déplacements moyens et maximaux durant les essais cycliques (A, B, C) (McAnoy et al., 1982)

Dans cette même argile de Cowden, d'autres essais cycliques sur deux pieux métalliques battus ont été effectués par Gallagher et St. John, 1980. Les charges cycliques maximales s'élevant à 50% de la capacité statique pré-cyclique n'ont pas généré des effets nuisibles après l'application de 150 cycles. Ils ont même observé une augmentation de la capacité finale (post-cyclique) des pieux.

I.2.2.1.3 Les essais effectués par l'IFP

Dans le cadre des travaux effectués par l'Institut Français du Pétrole (IFP), Puech et al. (1981) ont rapporté des résultats intéressants d'essais de chargements cycliques sur un pieu métallique tubulaire battu fermé de D=273mm et L=13 m dans des dépôts récents de sédiments marins comprenant des vases compressibles, des sables lâches et des argiles vaseuses (site de Plancoët). La Figure I-19 montre le type de chargements appliqués à ce pieu: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T). Les Figure I-20a et b et Figure I-21 donnent respectivement les déplacements en tête du pieu en fonction du nombre de cycles pour 3 essais appelés C21, C12 et T2.

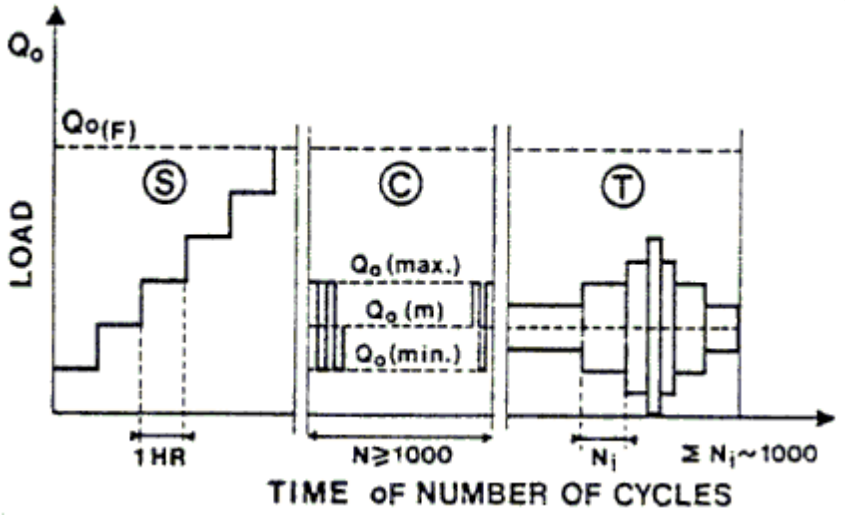


Figure I-19 : Types de chargements appliqués sur le pieu de Plancoët: charge statique (S), cyclique (C) et tempête (T)

Les essais C21 et C12 (Figure I-20a et b) ont les mêmes charges maximales Q_{max} (52% de la charge de fluage Q_{ft}, soit 40% de la charge ultime Q_{ut}) et des charges minimales différentes (0,32 Q_{ft} et 0,1 Q_{ft} respectivement). Tous les deux montrent une accumulation régulière du déplacement en tête sans indication de stabilisation même après 1500 cycles. L'examen de l'essai C11 (Figure I-21a) qui a une charge maximale Q_{max} = 0,42 Q_{ft} permet de constater une tendance claire de stabilisation en déplacement. L'essai T2 (Figure I-21b) indique clairement que plus la charge maximale est élevée, plus grande est la vitesse de déplacement en fonction des cycles. Puech et al. (1981) considèrent que pour le type de chargement considéré (répété) la charge maximale apparaît comme le paramètre gouvernant du chargement cyclique. Ils suggèrent que la gamme des charges acceptables soit limitée à $Q_{max} < 0,6\ Q_{ft}$.

On peut également observer que durant une séquence d'essai, la rigidité cyclique du pieu ne change pas beaucoup en fonction les cycles. En effet, dans les figures précédentes les courbes des déplacements maximaux et de minimaux restent parallèles, même dans le cas du chargement tempête.

Puech (1982) a également précisé que l'observation des seuls 50 premiers cycles ne permet pas de conclure sur le comportement du pieu à long terme (voir le zoom sur la Figure I-20b qui pourrait laisser croire à une stabilisation rapide).

De plus, en comparant les répartitions des charges dans de pieu pendant l'essai C21 aux distributions statiques de l'essai S3 (Figure I-22), Il constate qu'il y a un transfert clair de la charge vers le bas du pieu sous la charge maximum, mais sous la charge minimum les distributions cycliques et statiques sont essentiellement identiques.

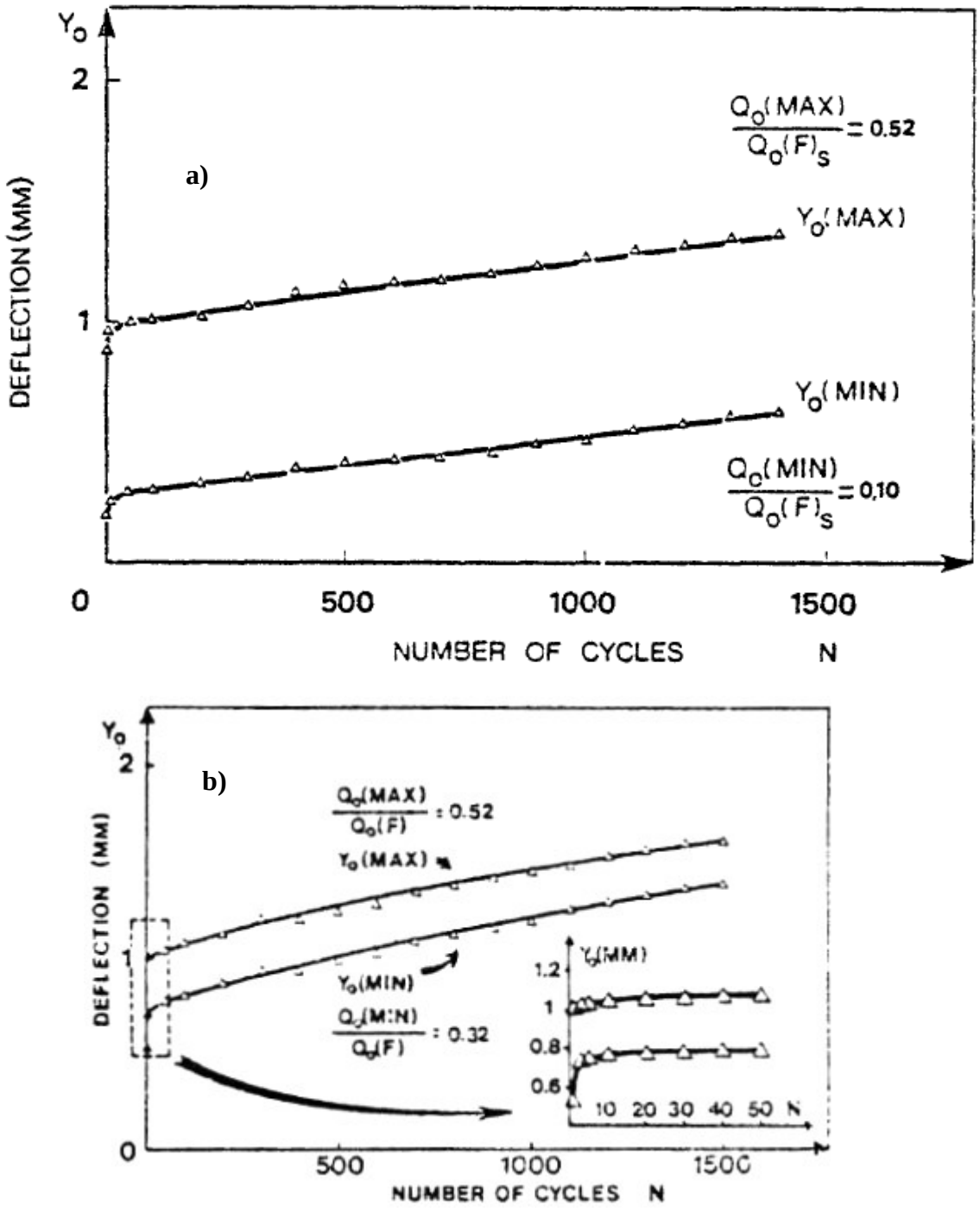


Figure I-20 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant : a) l'essai cyclique C12 b) l'essai cyclique C21

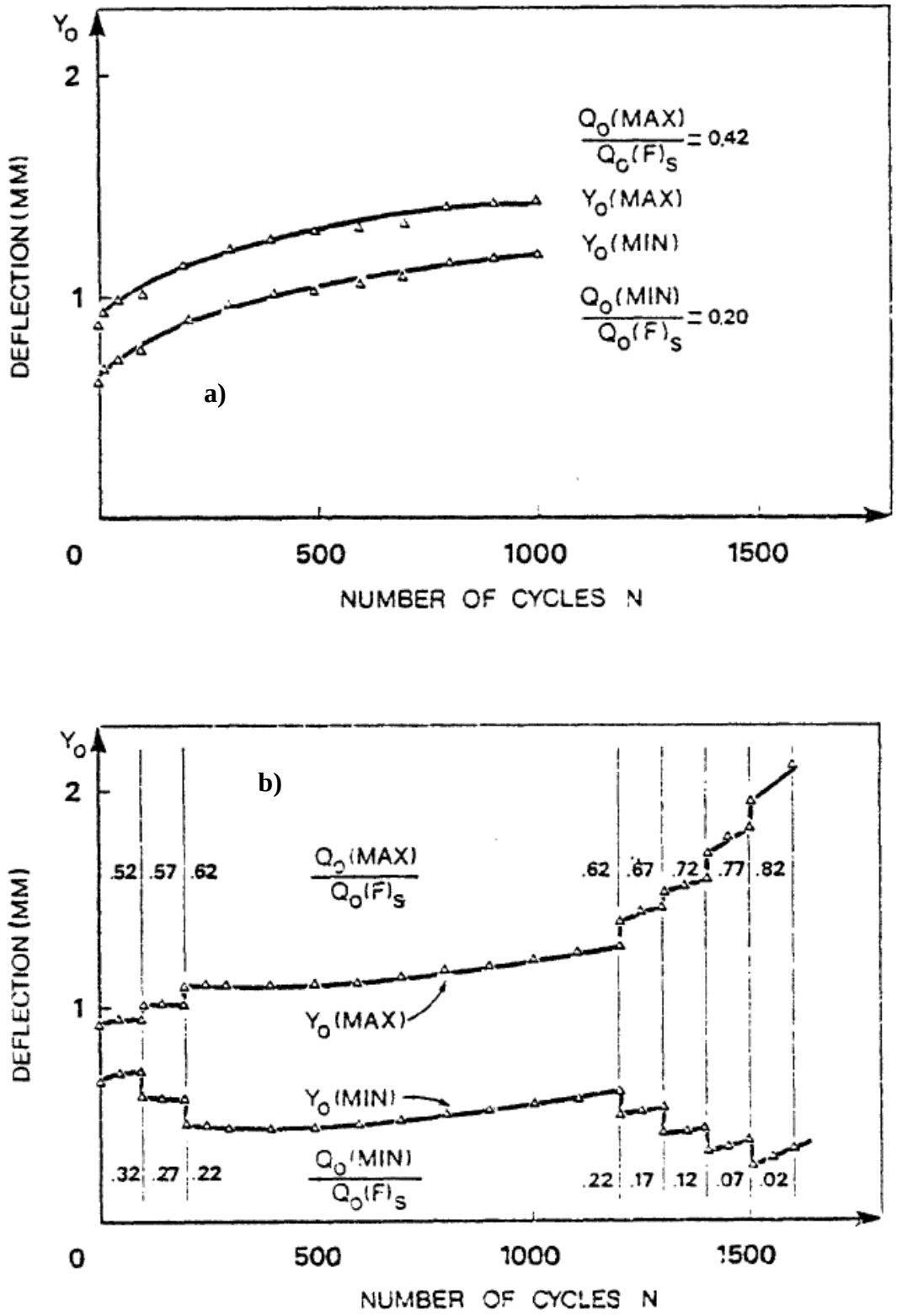


Figure I-21 : Évolution du déplacement du pieu de Plancoët pendant a) l'essai cyclique C11 b) l'essai cyclique T2

Puech (1982) définit également une charge de fluage cyclique en considérant le taux de déplacement du pieu (sous la charge maximum), et la compare à la charge de fluage statique (Figure I-23). La charge cyclique de fluage s'avère égale à 60 % de la charge statique de fluage.

En ce qui concerne l'évolution du frottement latéral en fonction des cycles, Puech et Vergobbi (1983) ont montré que celle-ci dépend fortement de la nature et de la profondeur de la couche de sol ainsi que la sévérité du chargement cyclique.

Ils ont observé une dégradation cyclique relativement sévère dans les couches supérieures lors des premiers cycles puis une accommodation en fonction des cycles.

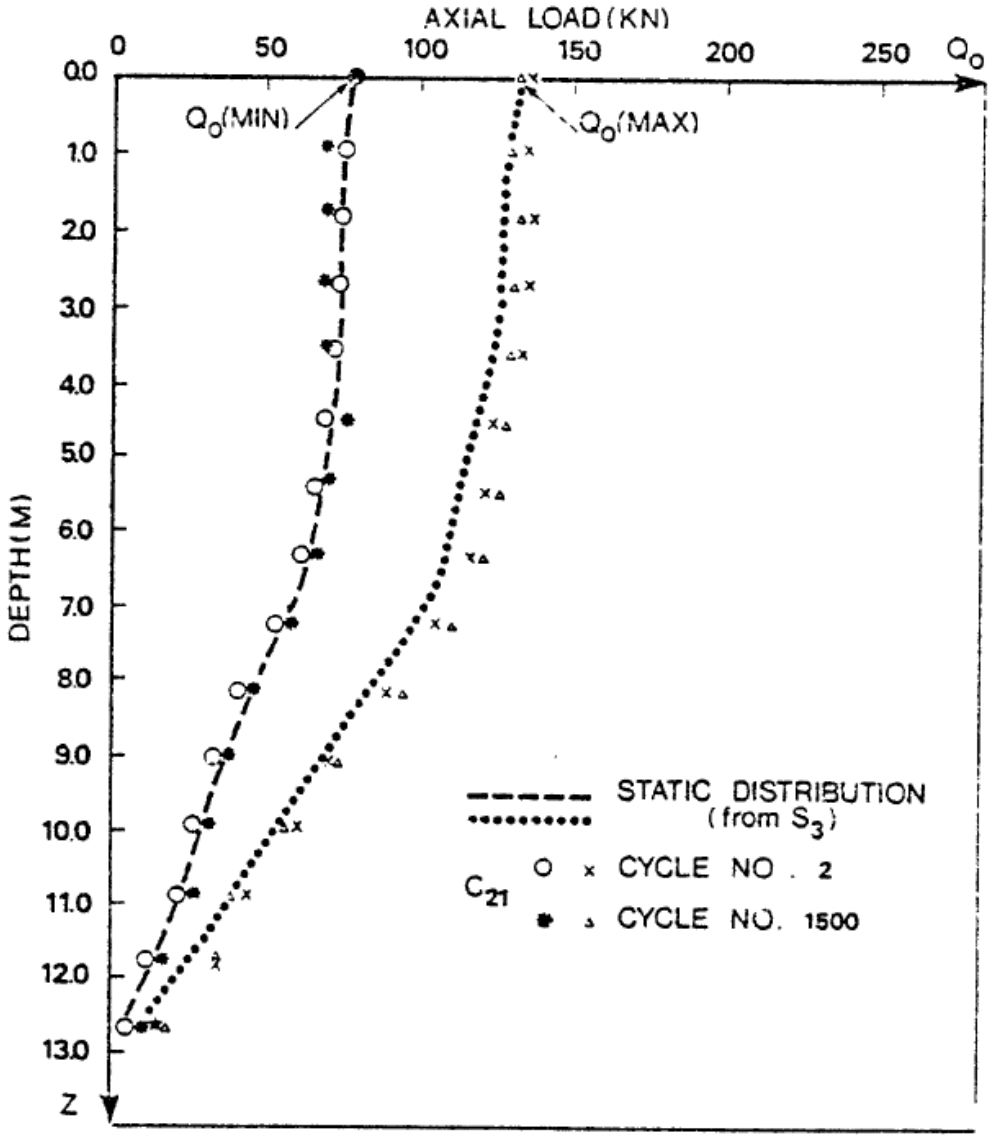


Figure I-22 : Comparaison des répartitions des efforts le long du pieu de Plancoët pendant l'essai statique S3 et cyclique C21.

Puech et al. (1981) ont effectué des séries d'essais de chargements cycliques du même type sur un autre site (Cran) qui est constitué d'une argile plastique surconsolidée (OCR=2). Le pieu testé était similaire à celui de Plancoët avec une longueur de 17 m. Il s'est avéré que le comportement du pieu sous chargement cyclique était fortement dépendant de la nature du sol.

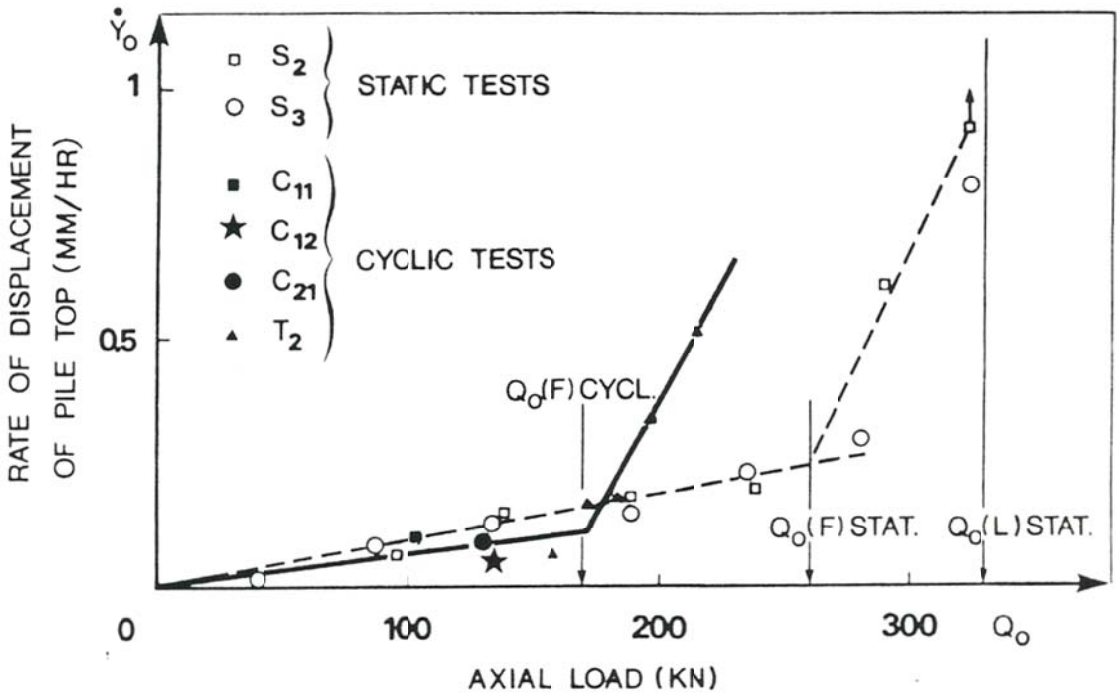


Figure I-23 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët

La Figure I-24 compare, pour une combinaison de chargement similaire, l'évolution du déplacement maximal en fonction du nombre de cycles pour les deux sites (Plancoët et Cran). Il est clair que le pieu de Cran montre un taux d'accroissement de déplacement très inférieur à celui de Plancoët

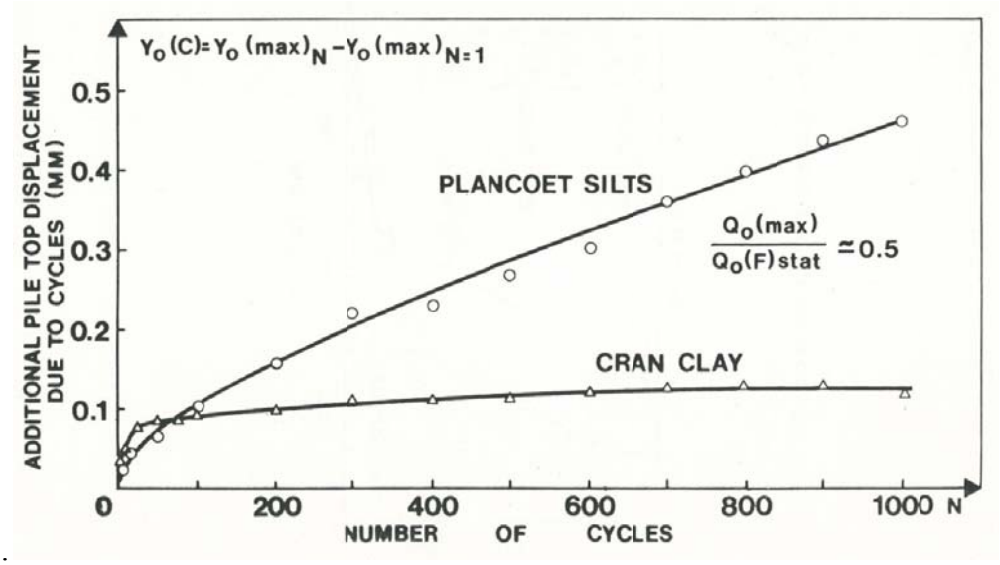


Figure I-24 : Courbes de fluage statique et cyclique du pieu de Plancoët

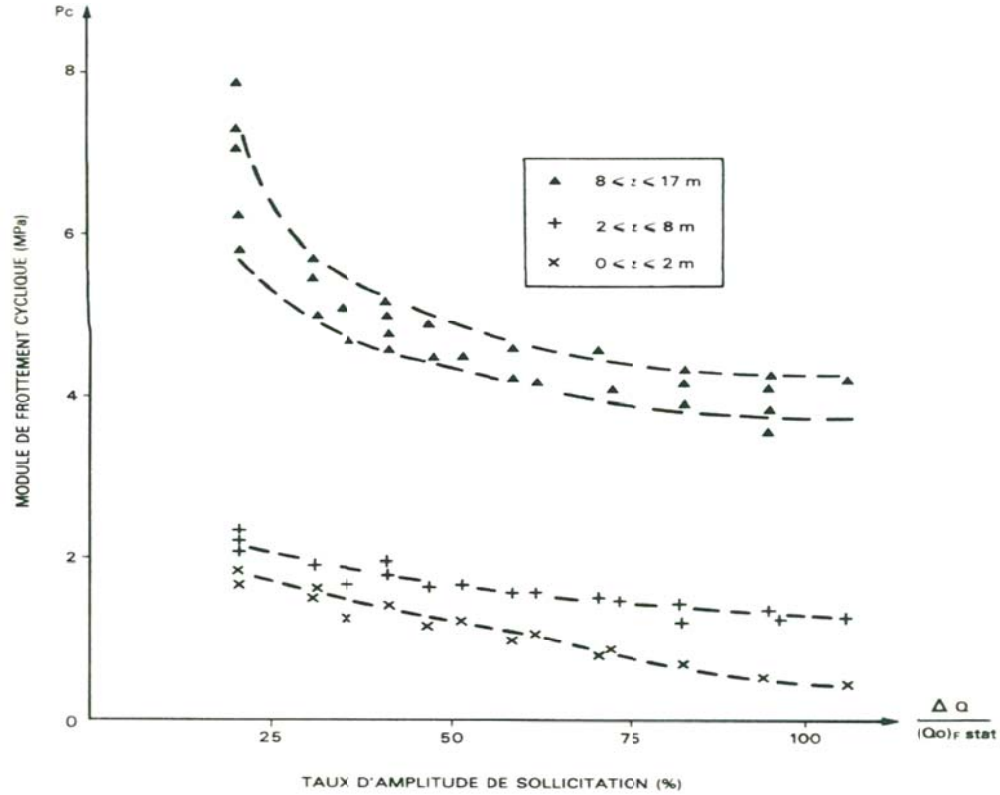


Figure I-25 : Évolution des modules cycliques par couche de sol avec le niveau de l'amplitude de chargement cyclique (Pieu de Cran)

Puech (1982) a trouvé que les charges statiques et cycliques de fluage pour le pieu de Cran sont approximativement égales. Il a montré aussi sur la Figure I-25, pour chaque couche, que les modules cycliques (la différence entre la charge maximale et minimale appliquées sur la différence entre le déplacement maximal et minimal mesurés) décroissent en fonction de l'augmentation de l'amplitude de chargement cyclique.

Il est important de noter qu'il faut considérer les résultats obtenus par l'IFP sur les deux pieux métalliques de Cran et Plancoët en tenant compte de l'effet de l'histoire des chargements. En effet, chaque compagne d'essai était effectuée sur un seul et même pieu.

I.2.2.1.4 Les essais effectués par Doyle et Pelletier

Doyle et Pelletier (1985) ont rapporté les résultats des essais de chargements cycliques sur un pieu métallique de D=762mm et L=22m installé dans l'argile de la Baie de San Francisco.

Les essais de chargements répétés en traction ont été appliqués de façon graduelle avec une augmentation de (Q_c et Q_m) tous les 10 cycles tout en gardant une différence constante de $Q_m - Q_c = 0{,}25\ Q_{ut}$. Ces essais ont prouvé que l'accumulation du déplacement commence lorsque $Q_{max}/Q_{uc}>0{,}83\ Q_{ut}$ et le pieu devient instable lorsque chargement cyclique atteint $Q_{max}/ Q_{uc} =1$ en seulement 5 cycles.

En outre, des essais de chargements cycliques alternés ont été effectués à déplacements contrôlés avec un nombre de cycles faible (7-16 cycles). Lors de ces essais les valeurs du frottement latéral ont subi une dégradation comprise entre 61 et 85% des valeurs pré-cycliques.

En réduisant graduellement la charge cyclique maximale Q_{max} en compression et en traction, Doyle et Pelletier (1985) ont conclu que de la dégradation était due aux valeurs maximum au-dessus d'environ 0.50 Q_{uc}.

La Figure I-26 illustre l'ensemble des essais effectués durant l'expérimentation en fonction de leur charge moyenne Q_m et amplitude cyclique Q_c normalisées par la capacité statique du pieu(en traction). Cette dernière est mesurée juste avant le début de l'essai cyclique. La Figure I-26 montre les essais stables et instables.

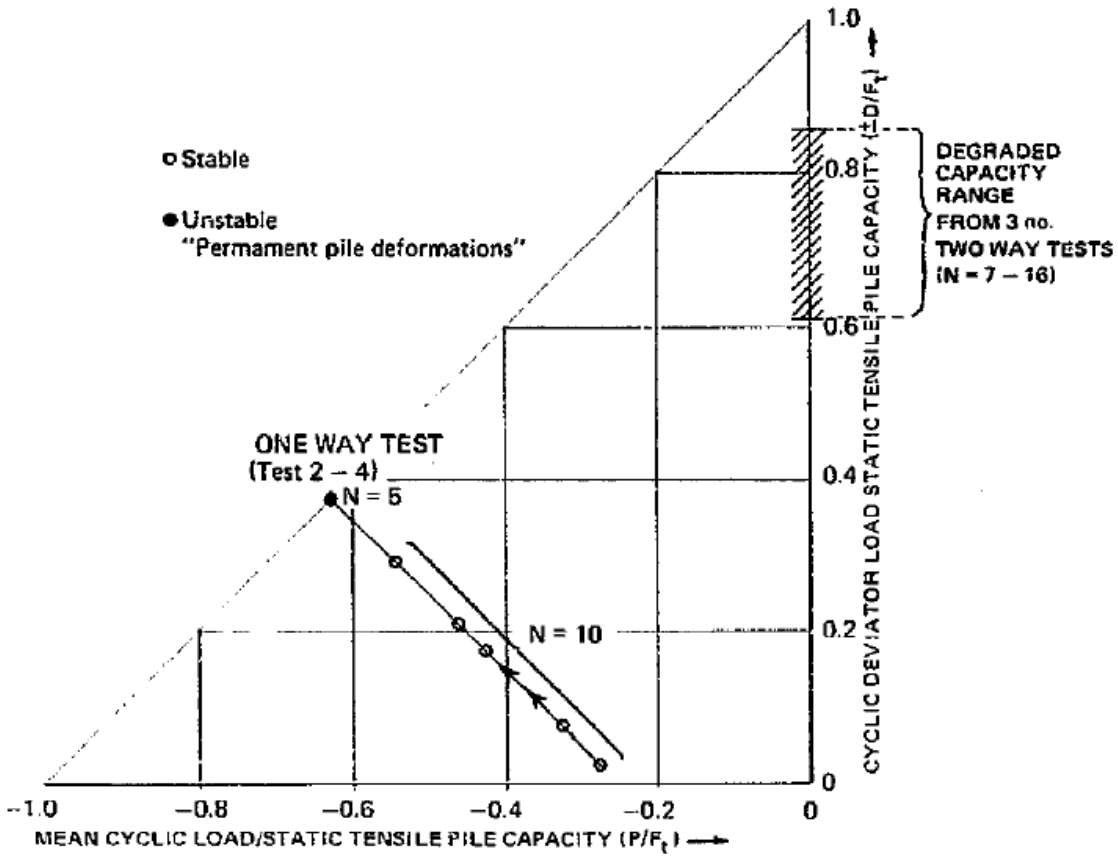


Figure I-26 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieu effectués dans l'argile de la Baie de San Francisco (Doyle et Pelletier, 1985)

I.2.2.1.5 Les essais effectués par le NGI

Karlsrud et Haugen (1985), Karlsrud et al (1992a, b) et Nowacki et al (1992) ont décrit une série étendue d'essais de chargements cycliques de pieux effectués par le NGI (Institut Norvégien de Géotechnique) sur cinq sites argileux différents.

Trois sites sont situés en Norvège :

- Haga : argile de plasticité moyenne et surconsolidation modéré
- Onsoy : argile molle plastique
- Lierstranda : argile de plasticité moyenne et surconsolidation modérée

Deux autres sites se trouvent en Angleterre :

- Pentre : argile de plasticité et surconsolidation faibles
- Tilbrook : argile de plasticité et surconsolidation élevées

Le NGI a instrumenté les pieux pour mesurer aux différents niveaux la force axiale, la contrainte radiale et la pression interstitielle. Les pieux utilisés étaient de type métalliques battus fermés de D=153 mm et L=5m à Haga et D=219 mm et L variable (battus après un avant trou à l'aide de casings) aux quatre autres sites. Sur les sites de Onsoy et Lierstranda, des pieux métalliques tubulaire de D =812 mm et L = 15m ont été battus ouverts après un avant trou à l'aide de casings de 5m.

Les essais de chargement du NGI, qui ont été réalisés après la dissipation des pressions interstitielles d'installation, ont généralement suivi l'ordre suivant: (i) essai statique jusqu'à la rupture en traction (ii) combinaisons de chargements cycliques jusqu'à la rupture ou avec un grand nombre de cycles, suivies par (iii) un autre essai de traction statique.

Le NGI a défini la rupture du pieu sous chargement cyclique par trois critères :

- un déplacement cumulatif de 1,0 – 1,5 mm (c.-à-d. 1 % de D) ;
- un taux de déplacement > 0,5mm/min;
- une augmentation de déplacement de l'amplitude cyclique de 0,5 – 1,0 mm par rapport au premier cycle.

Le programme d'essais à Haga a englobé un total de 27 pieux (dont 16 instrumentés) qui ont été testés à charge contrôlée en statique et en cyclique. Le maximum du chargement cyclique a atteint 42 % de la capacité statique dans le cas du chargement alterné et a varié de 76 à 100 % dans le cas du chargement cyclique répété.

La Figure I-27 montre un exemple d'accumulation de déplacements pour un chargement cyclique répété avec $Q_{moy}/Q_{ut} = Q_{cyc}/Q_{ut} = 0,375$ (c.-à-d. que $Q_{min} = 0$ et $Q_{max} = 0,75.Q_{ut}$). Au début, les déplacements moyens ont augmenté linéairement avec le nombre de cycles puis le phénomène s'est accéléré brutalement à partir de N=320,

Dans le cas d'un chargement alterné, la réponse d'un pieu en matière d'effort-déplacement en tête est illustrée dans la Figure I-28. Le chargement alterné était symétrique ($Q_{moy}/Q_{ut}= 0$ et $Q_{cyc}/Q_{ut}= 0,41$) et a été appliqué pendant 175 cycles. Cet essai a généré des déplacements permanents et a provoqué un accroissement de l'écart entre le déplacement maximal et minimal, ce qui a dégradé la rigidité cyclique du pieu. La capacité portante a été réduite de 30%.

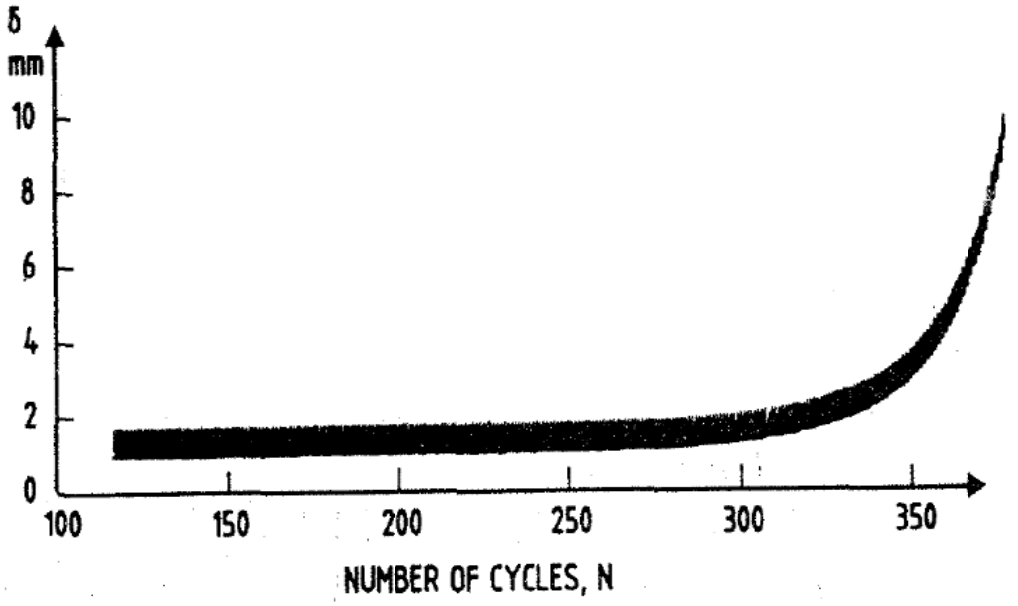


Figure I-27 : Évolution des déplacements en tête du pieu durant un essai de chargement cyclique répété (Qmin = 0 et Qmax = 0,75 Qut) (Karlsrud et Haugen, 1985)

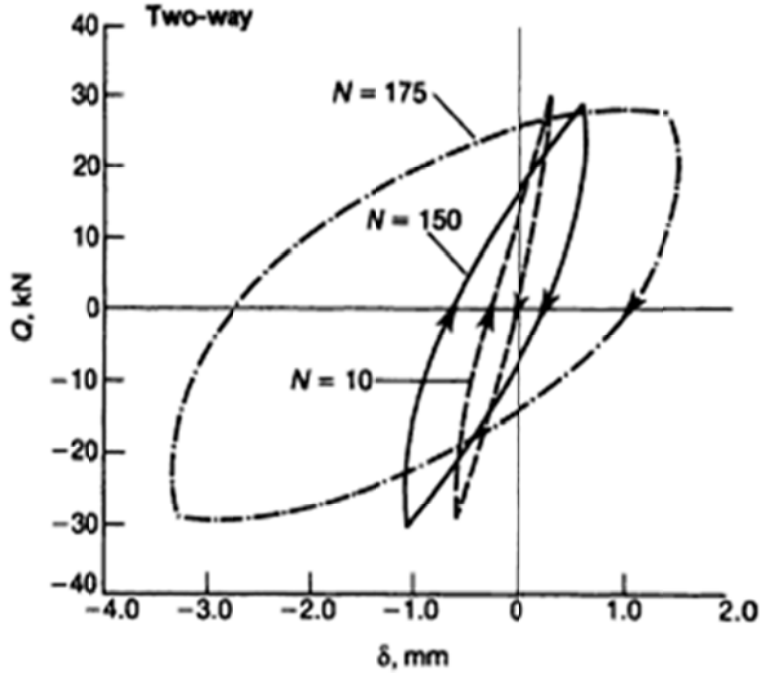


Figure I-28 : Courbe d'effort-déplacement d'un pieu soumis à un chargement cyclique alterné (Karlsrud et Haugen, 1985)

Le programme total des essais d'Haga est schématisé sur la figure (I-27) par un diagramme où le nombre de cycles à la rupture est tracé comme fonction des

composantes moyennes et cycliques des charges normalisées par la capacité statique en traction disponible juste avant l'essai cyclique.

La Figure I-29 montre que la capacité du pieu dans le cas du chargement cyclique alterné est plus petite que dans le cas du chargement répété. Elle permet aussi de constater que le nombre de cycles pour atteindre la rupture dépend du niveau de la charge cyclique et que la réduction de la capacité est d'autant plus marquée la charge moyenne diminue et l'amplitude cyclique augmente.

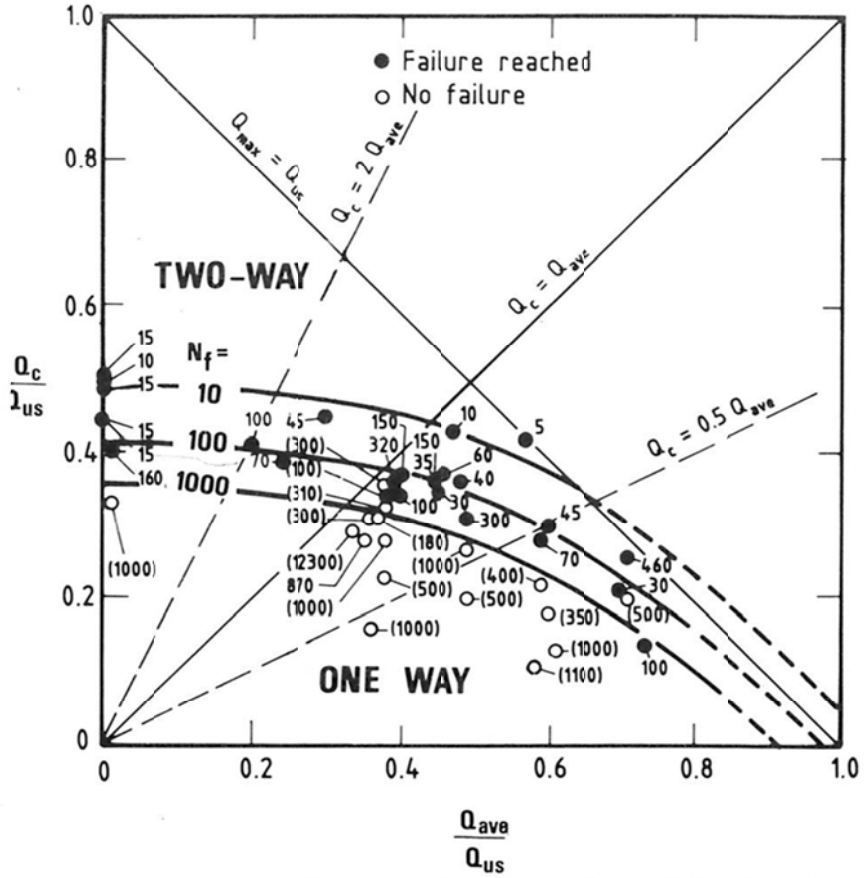


Figure I-29 : Le nombre de cycles à la rupture des pieux d'Haga en fonction de Qmoy et Qcyc normalisés par la capacité statique Qus de traction (Karlsrud et Haugen, 1985b).

Karlsrud et al. (1992b) ont présenté sur un autre diagramme (Figure I-30) une comparaison des résultats obtenus à partir des essais de chargement cycliques des pieux d'Onsoy et de Lierstranda avec ceux de Haga considérant seulement le cas de 50 cycles. Les capacités cycliques normalisées des pieux dans ces deux argiles sont nettement inférieures à celles des pieux de Haga dans la zone des chargements alternés. En

revanche l'influence des caractéristiques des sites dans la zone des chargements cycliques répétés semble faible.

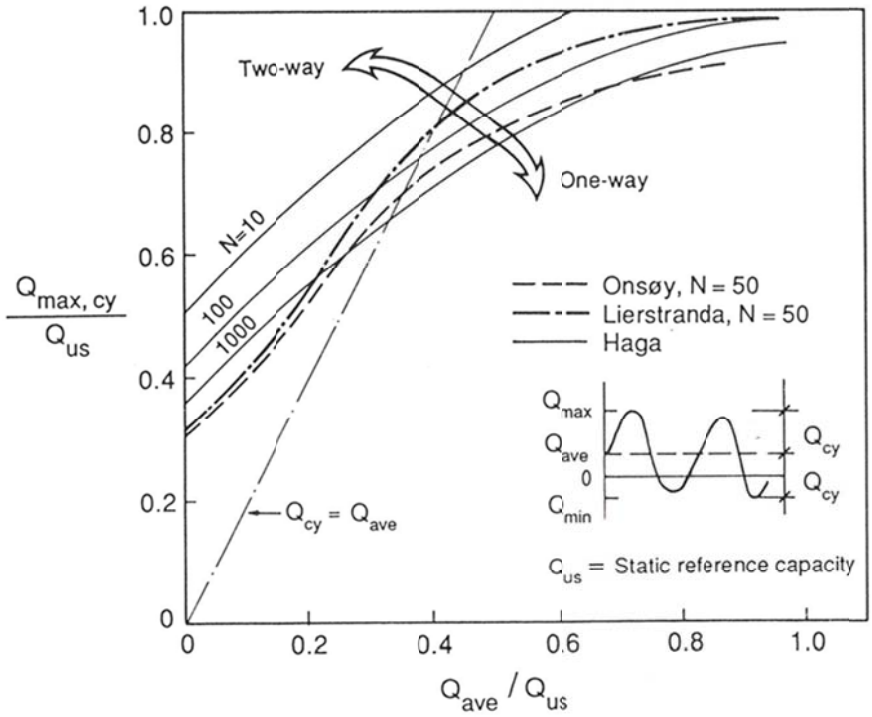


Figure I-30 : Comparaison des résultats obtenus d'essai de chargement cycliques des pieux d'Onsoy et de Lierstranda à ceux de Haga (Karlsrud et al., 1992b).

Les essais cycliques effectués par le NGI à Pentre et Tilbrook se sont focalisés sur les combinaisons $Q_{cyc} = Q_{moy}$ et ont montré de faibles diminutions de la capacité de pieux de 10 à 15% après une dizaine de cycles.

I.2.2.1.6 Les essais effectués par l'équipe de Jaime

Après le tremblement de terre de 1985 à Mexico, Jaime et al. (1990) ont effectué des essais de chargements cycliques sur des pieux foncés dans l'argile de Mexico. Ils en ont conclu que le comportement de ces fondations pendant le tremblement de terre avait été fonction de la charge statique initiale appliquée. Dans ces essais en traction, quand la charge cyclique appliquée n'a pas dépassé la capacité statique des pieux, ces derniers se sont comportés d'une manière stable. En revanche, lorsque Q_{max} a dépassé Q_{ut} de grands déplacements permanents et une perte de capacité portante des pieux ont été observés.

I.2.2.1.7 Les essais effectués par Bogard et Matlock

Un programme d'essai complet de pieu a été entrepris par Bogard et Matlock (1990a, 1990b, 1990c, 1991) pour étudier le comportement du frottement des pieux battus (D=76mm et L=4,9 m) dans l'argile sous chargements statiques et cycliques. Les premiers essais ont été conduits dans l'argile plastique d'Harvey en Louisiane et ont montré une dégradation rapide du frottement latéral notamment dans le cas des chargements cycliques alternés. Cette dégradation a été accompagnée par une augmentation des pressions inertielles et le remaniement d'une bande d'argile autour du pieu induit par le cisaillement alterné.

La deuxième compagne d'essais conduite par Bogard et Matlock (1990b) a été effectuée à Empire (Etats-Unis) sur des pieux similaires. La charge moyenne était de 50% de la capacité statique et l'amplitude cyclique était appliquée par incrément (Figure I-31). La réponse des contraintes radiales s'est avérée relativement inchangée tandis que la pression interstitielle a augmenté seulement dans le cas des essais alternés comme précédemment observé dans les essais d'Harvey. Ces essais alternés ont eu comme conséquence une dégradation de 32% de la capacité pré-cyclique.

Des essais additionnels ont été réalisés par Bogard and Matlock (1991) à la plate-forme de West Delta dans le Mississippi. Sur ce site offshore, l'argile est stratifiée en trois couches : très molle, molle avec une plasticité moyenne et dure et plastique. Les essais ont été réalisés avec des procédures identiques aux essais terrestres et ont indiqué des réponses très semblables en termes de frottement et contraintes radiales durant les essais cycliques et statiques. Ils ont observé que le frottement minimal résiduel après la dégradation cyclique est indépendant du degré de consolidation et du temps après installation et s'est avéré approximativement égal à la résistance au cisaillement de l'argile remaniée.

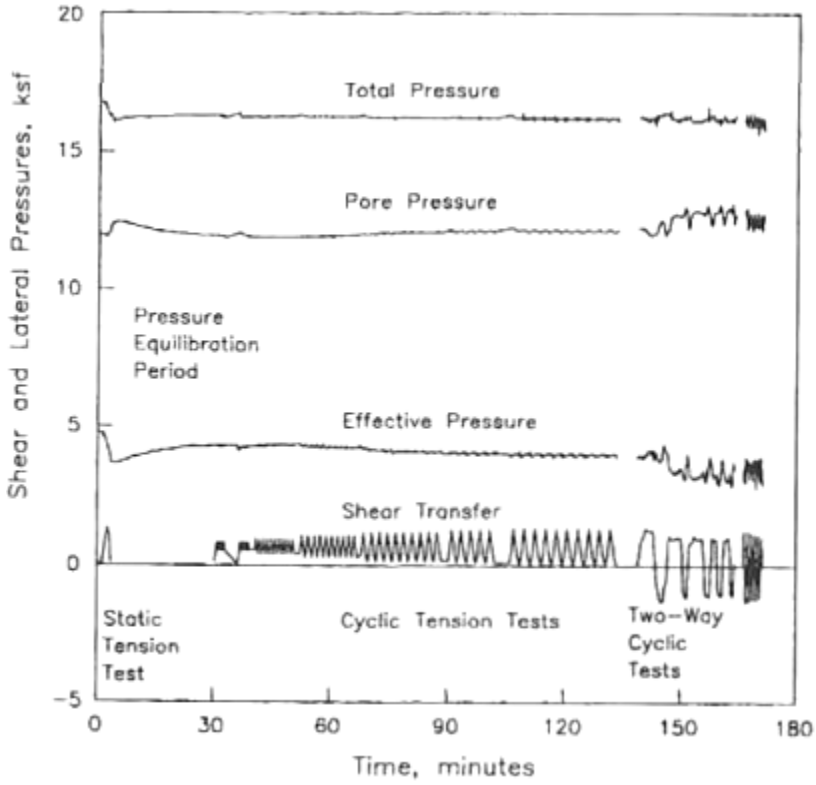


Figure I-31 : Exemple de d'essais de chargements sur un pieu d'Empire (Bogard et Matlock, 1990)

En passant en revue les résultats expérimentaux de Bogard and Matlock, on constate qu'aucune dégradation cyclique ne s'est produite dans le cas des essais répétés. Cependant, le nombre de cycles a été limité approximativement à 30 et par conséquent ces observations ne peuvent confirmer le comportement des pieux sous chargement répété pour un nombre de cycles élevé.

I.2.2.1.8 Les essais effectués par l'équipe de Cox

Cox et al. (1993) ont effectué des essais de chargements cycliques en compression sur des pieux de géométries identiques (D=782 mm et L=30m) dans deux argiles différentes : Pentre et Tilbrook. Ils ont utilisé la même procédure dans les deux cas afin d'étudier l'influence du type de sol sur la dégradation cyclique.

Dans les essais dans l'argile normalement consolidée de Pentre, aucune réduction de la capacité statique n'a été observée entre avant et après le chargement cyclique qui a atteint 100% de la capacité statique. En revanche, dans le site de Tilbrook

qui est composé d'un till glacial peu plastique au-dessus d'une roches à grains fin plastique, les essais de chargements cycliques, qui ont atteint Q_{max} =90% Q_{uc}, ont provoqué une réduction de 8% de la capacité.

Ces résultats ne concordent pas avec l'opinion traditionnelle qui suggère que les sols ayant une plasticité élevée sont susceptibles d'être plus résistants à la dégradation cyclique. En effet, Jardine (1991) a suggéré que cette catégorie de sols est moins influençable sous chargements cycliques en raison de ses faibles angles de frottement d'interface. Cependant, les résultats des essais de Tilbrook peuvent être expliqués par la surconsolidation de cette argile puisque les sols une surconsolidation élevée sont susceptibles d'être moins résistants à la dégradation cyclique. Ce qui est confirmé par les travaux d'Andersen (2009) sur l'argile de Drammen.

I.2.2.1.9 Les essais effectués par l'équipe de McCabe

Une autre étude a été effectuée par McCabe (2002) et Lehane et al. (2003) dans l'argile molle de Kinnegar en Irlande pour déterminer la réponse des pieux isolés et en groupe sous chargements cycliques axiaux. Les pieux étaient en béton préfabriqué de géométrie carrée (B=250mm et L=6m) et le critère de rupture a été définit par un déplacement en tête de pieu de 25mm (B/10).

Les essais cycliques sur les pieux isolés ont été effectués pour (i) fournir une référence pour les essais cycliques de groupe et (ii) établir les effets du temps et du pré-cyclage sur le comportement cyclique suivant. Les essais étaient appliqués en ordre croissant de charge avec une période 60 min.

Au total deux pieux isolés ont été testés en traction cycliques. Les niveaux de chargements cycliques et les déplacements en tête des pieux correspondants sont montrés sur les Figure I-32a et b pour des deux pieux S1: C/CY et S2: CY.

Les figures montrent que le taux d'accumulation du déplacement en tête de pieu s'accentue avec l'augmentation du niveau de chargement jusqu'à un seuil de charge où il y a évolution brutale vers la rupture. L'accumulation du déplacement dépend de la combinaison des charges cycliques et moyennes, et du nombre de cycles appliqué.

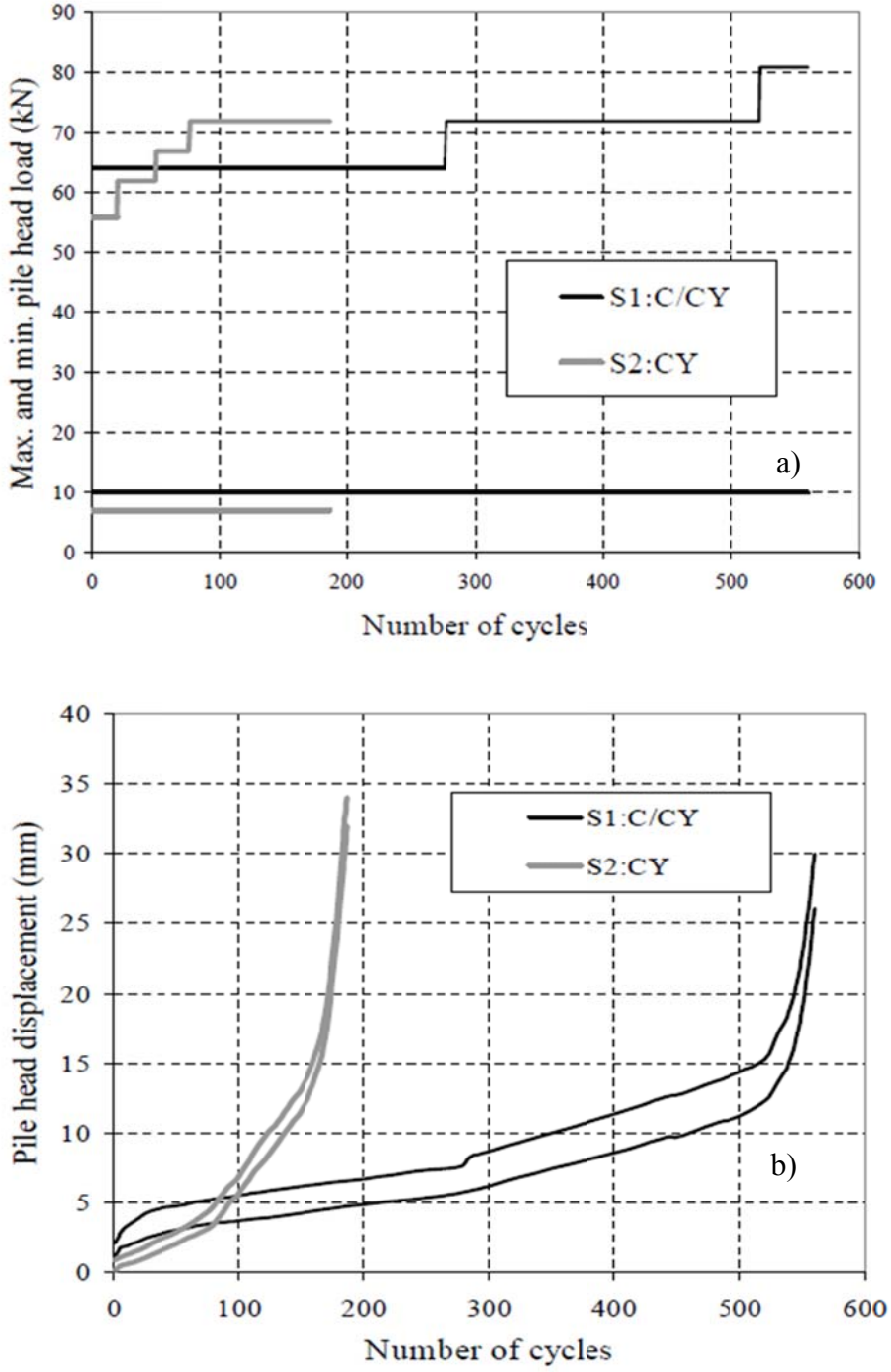


Figure I-32 : a) Les niveaux de chargements cycliques b) les déplacements en tête de pieux des deux pieux S1: C/CY et S2: CY.

Durant ces essais, le niveau de chargement cyclique a atteint 100% de la charge statique et la rupture cyclique a généré une réduction de 14% de la capacité des pieux isolés.

I.2.2.2 Essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sables

L'étude bibliographique a permis de constater que les essais de chargements cycliques sur pieux grandeur nature installés dans le sable sont très limités. On a choisi d'étayer la recherche sur les essais de chargements cycliques sur pieux modèle.

I.2.2.2.1 Les premiers essais de chargements cycliques

Begemann (1973) a réalisé des essais de chargements cycliques répétés en traction et en compression sur huit pieux métalliques de type H (30x30) battus dans le sable dense de Rotterdam. Les essais ont été appliqués par incrément de charge en montant progressivement jusqu'à 80% de la capacité statique en traction et 100% de la capacité statique en compression.

L'auteur a constaté que le mouvement résiduel est d'autant plus grand que la charge augmente. En définissant le déplacement critique à 0,2 mm (B/1500), il a obtenu la rupture après seulement 4 cycles pour les cas de chargement (Q_{max}=0,5 et 0,55 Q_{ut}).

En outre, il a constaté que la réduction de frottement latéral provoqué par les essais de traction n'était pas récupérable.

Chan (1975) a réalisé des essais de chargements cycliques sur des pieux installés dans des sables fins vaseux denses à Kuala Lumpur en Malaisie. Le diamètre nominal était de 0,45 m avec des longueurs variant entre 5,6 m et 7,8 m. Le chargement maximal appliqué était de Q_{max} = 1100 kN (100% de Q_{uc}) et il a été appliqué à sens unique en compression ($Q_{moy} = Q_{cyc}$).

La Figure I-33 (a) montre la courbe typique de chargement-déplacement et (b) le déplacement résiduel en tête du pieu en fonction du nombre de cycles. Chan (1975) a constaté que l'effet de 10 cycles de chargement était de doubler le déplacement en tête de pieu (3.8 mm à N=1 et 7,1 mm à N=10). Dans les trois premiers cycles, le déplacement résiduel a diminué brusquement puis plus lentement en fonction de N.

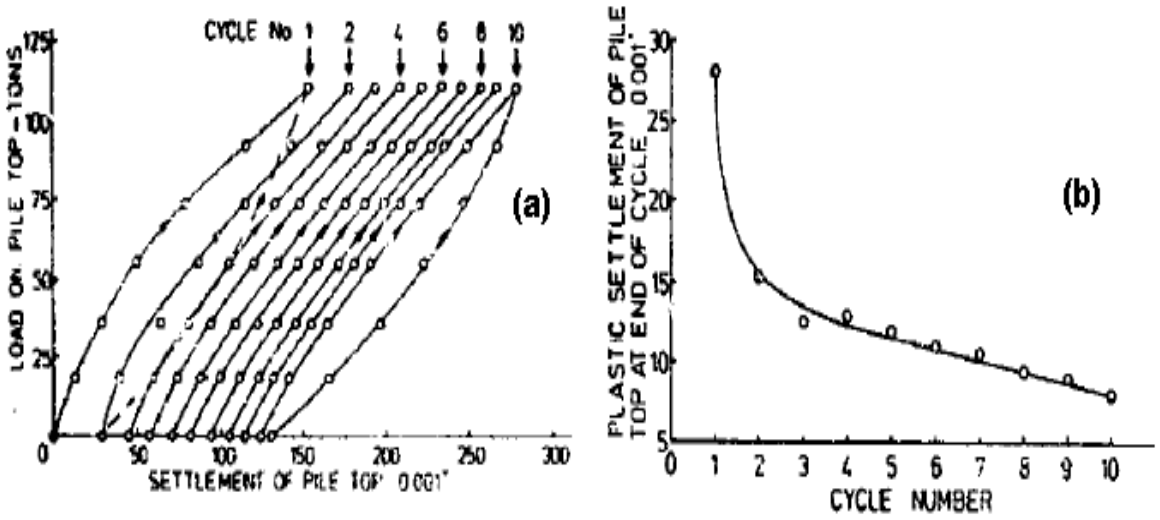


Figure I-33 : Courbes (a) efforts-déplacements (b) déformation plastique en fonction du nombre de cycles (Chan, 1975)

Lu et al. (1979) ont présenté des résultats d'essais statiques et cycliques horizontaux et verticaux sur un pieu métallique (12x53 HP) instrumenté, battu dans un sol constitué d'un mélange de gravier dense, de sable fin et de vase argileuse aux États-Unis. Le pieu faisait 14,5 m de longueur.

Sous chargements statiques, des déplacements en tête de pieu de 4 et 30 millimètres ont été obtenus pour des valeurs de chargements de 625 kN et 1335 kN respectivement. Cette dernière valeur correspond approximativement à la capacité portante en compression.

Le chargement cyclique vertical a été appliqué à une fréquence de f = 0,1 Hz et jusqu'à 20 cycles. Au total deux niveaux de chargement ont été imposés : 0,58 $\pm$0,1 Q_{uc} et 0,95 $\pm$ 0,1 Q_{uc}. Les accumulations de déplacements provoquées par les 20 cycles étaient de 0,5 mm et 2,75 mm respectivement.

Il a été remarqué que le pieu avait un comportement essentiellement élastique pendant le chargement et donc satisfaisant. Les caractéristiques de rigidité de pieu étaient inchangées.

L'instrumentation du pieu a permis d'établir la répartition des efforts le long du fût. La Figure I-34 illustre l'évolution du pourcentage de résistance de pointe en fonction de la charge appliquée. Les mesures de jauges de contrainte ont montré que le

pourcentage de résistance de pointe a augmenté jusqu'à 70% de la charge de rupture pendant l'essai statique et n'a pas évolué pendant les cycles.

Heins et Barends (1979) ont effectué une série d'essais de chargements statiques et cycliques sur des pieux de diamètre de D= 0,356 m enfoncés dans les sables denses de Hoogzand aux Pays-Bas. Les pieux étaient de type (B) tubulaire métallique fermé L= 6,75 m testés en traction et en compression cyclique répétée et (D) tubulaire métallique ouvert de L= 7,68 m et de 13,11 m et ont été testés uniquement en compression cyclique répétée.

Les pieux ont été testés en statique puis ont subi une série de chargements cycliques avec augmentation de charge moyenne. Le nombre de cycles était d'environ 50 par incrément et f était égal à 0,033 Hz (T = 30 sec).

Heins et Barends (1979) ont remarqué que l'accumulation des déplacements, lors des essais en compression répétés, s'est produite quand Q_{max} a dépassé 0,52 Q_{uc} (Figure I-35).

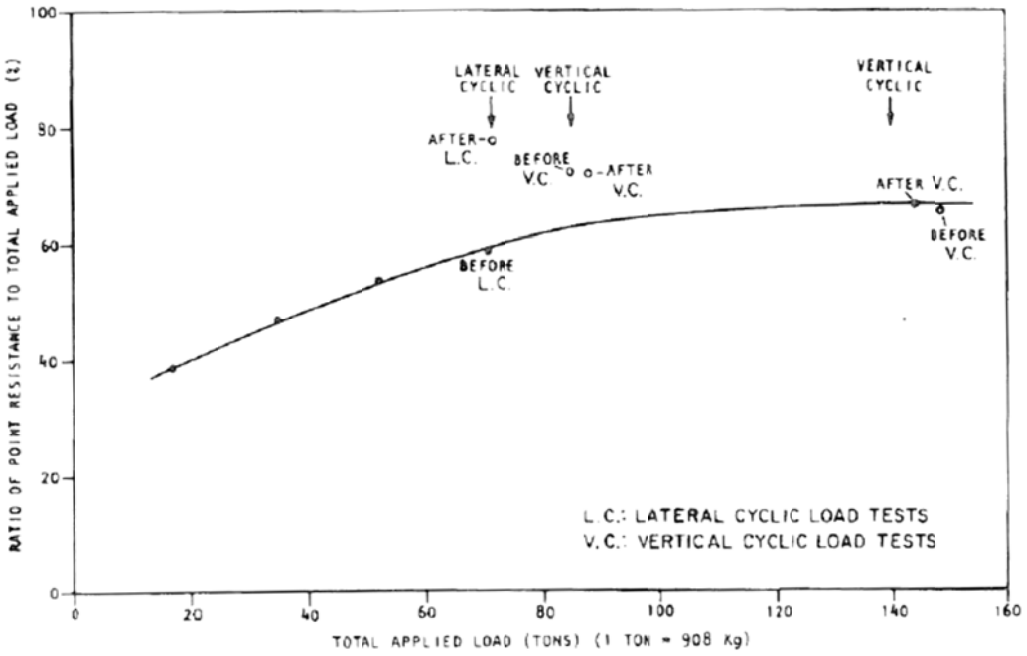


Figure I-34 : Évolution du pourcentage de la pointe en fonction de la charge appliquée (Lu et al, 1979)

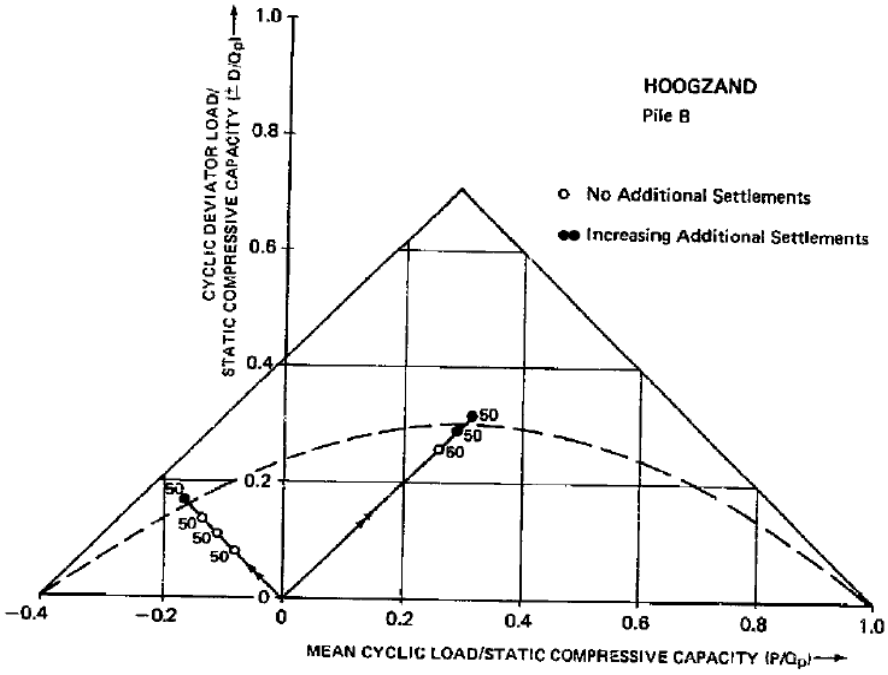


Figure I-35 : Enveloppe cyclique des essais cycliques traction et compression sur pieu B (Heins et Barends, 1979)

En traction, ils ont noté que l'accumulation commence après que le chargement ait dépassé 0,67 Q_{ut} et que des pourcentages plus élevés du chargement cyclique pourraient être soutenus en traction (environ 0,60 Q_{ut}) qu'en compression (environ 0,50 Q_{uc}).

I.2.2.2.1 Les essais effectués par l'ICP

Dans le cadre du projet de recherche GOPAL (Grouted Offshore Piles for Alternating Loading) qui a été prolongé par une étude spéciale financée par HSE (Health & Safety Executive), une série d'essais de chargements cycliques sur des pieux a été effectuée par Jardine et Standing (2000a, b). Les pieux étaient tubulaires métalliques (D= 457mm et L=10 à 19,37m) et ont été battus ouverts dans le sable de Dunkerque.

Le programme d'essais a englobé des essais cycliques répétés en traction et alternés. Les cycles étaient appliqués avec une période d'environ 2 minutes et n'étaient pas précisément de forme sinusoïdale. Le critère de rupture était fixé à un déplacement de 10% de diamètre.

Jardine et Standing (2000a, b) ont constaté que :

- le chargement à niveau cyclique élevé peut mener à des réductions de la capacité du pieu.

- le chargement cyclique alterné à niveau élevé pourrait amener le pieu en rupture après quelques cycles seulement (la Figure I-36 illustre un exemple à 75 % de la charge statique).

- le chargement cyclique à faible niveau de cycle peut avoir un effet bénéfique sur la capacité du pieu et peut accélérer le processus du vieillissement.

- les essais statiques rapides de traction réalisés après les ruptures cycliques de chargement n'ont pas montré de pics mais ont développé un modèle de rupture progressive en fonction de l'augmentation des déplacements. Ce comportement peut être dû au taux de chargement plus rapide, ou au pré-cyclage.

La Figure I-37 illustre le nombre de cycles qui ont provoqué la rupture pour des combinaisons (charge moyenne et amplitude cyclique) normalisée par la capacité statique disponible (en traction) juste avant le début de l'essai cyclique. Cette figure montre que lorsque les niveaux de chargement cycliques augmentent, peu de cycles sont nécessaires pour provoquer la rupture du pieu.

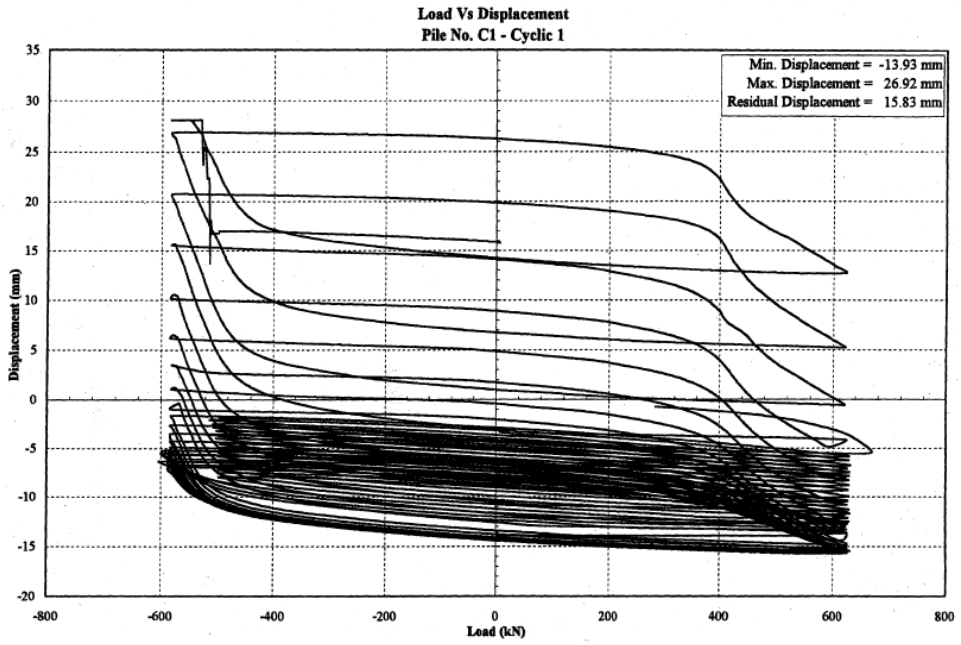


Figure I-36 : Courbe effort-déplacement pour le test 2.C1.CY3. (Jardine and Standing, 2000).

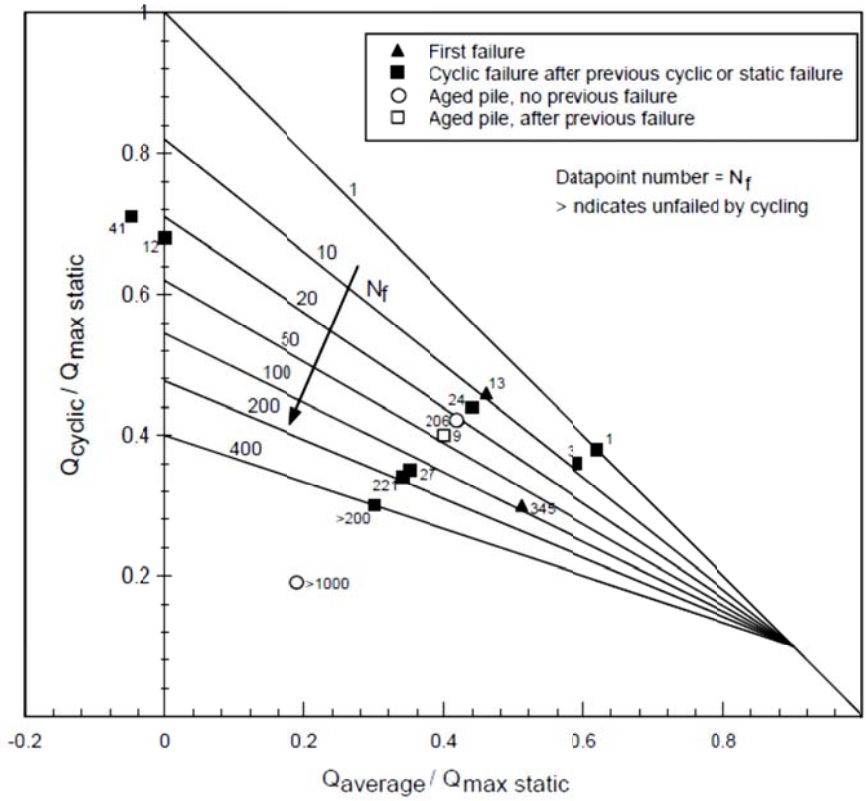


Figure I-37 : Diagramme sommaire des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2000).

En outre, Jardine et Standing (2012) ont présenté un autre diagramme (Figure I-38) sous forme de stabilité. En effet, ils ont pu caractériser trois zones de stabilité :

- Stable (S): le déplacement en tête du pieu s'accumulent lentement après 1000 cycles sous un chargement répété ou alterné (< 1mm/1000 cycles).
- Instable (US): accumulation rapide de déplacement en tête du pieu sous un chargement répété ou alterné jusqu'à la rupture du pieu (10% D) avant 100 cycles.
- Métastable (MS): une accumulation de déplacement en tête du pieu avec un taux modéré sans stabilisation ni provocation de la rupture et cela entre 100 et 1000 cycles.

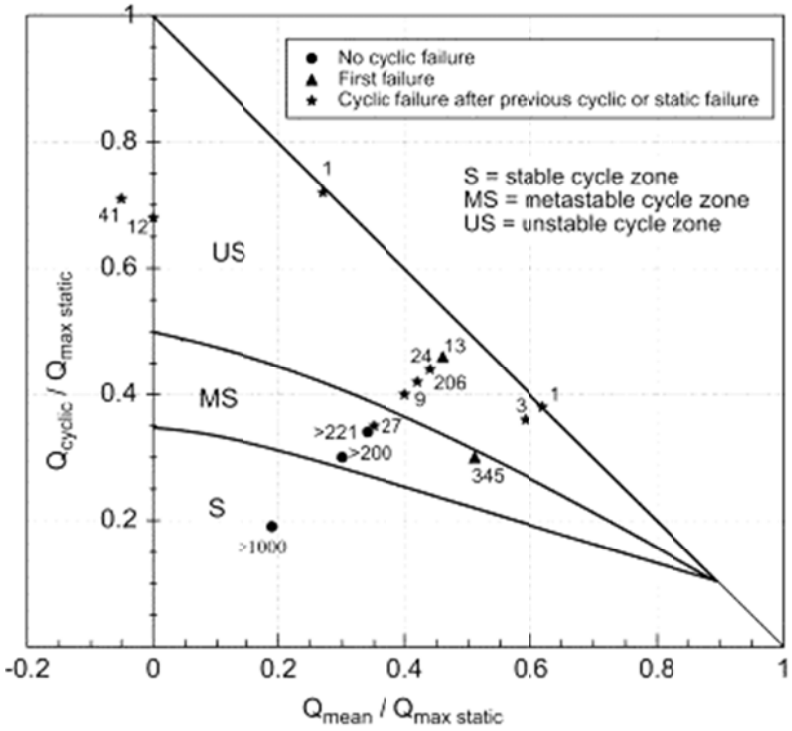


Figure I-38 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2012).

L'analyse approfondie des tendances cycliques des pieux de Dunkerque est donnée par Rimoy et al. (2013) qui prouvent que (i) les rigidités cycliques montrent des changements généralement modestes jusqu'à ce que la rupture cyclique soit approché tandis que (ii) les déplacements permanents se développent selon un modèle plus complexe qui dépend de Q_{cyc}/Q_u et de Q_{moy}/Q_u.

Il faut noter que ces essais, qui ont englobé un programme étendu de combinaisons de chargements cycliques, ont été effectué sur des pieux non instrumentés et par conséquent n'ont fourni aucune information sur la dégradation du frottement latéral ni l'évolution de la résistance de pointe.

I.2.2.3 Seuil critique de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et dans les sables.

Les diffrénts essais de chargements cycliques axiaux de pieux dans les sols fins et les sables ont montré qu'il existe un seuil critique (SC = % de la capacité statique) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu. Schwarz (2002), rapporté par Abdel-Rahman et Achmus (2011), a donné des valeurs de ce seuil critique en fonction de type de sol (tableau I-2). Le tableau indique clairement que les pieux installés dans les sols pulvérulents sont plus sensibles au chargement cyclique axial que les pieux installés dans les sols cohérents.

Tableau I-2 : seuil critique du chargement cyclique en fonction de type de sol (Schwarz, 2002)

Nature du sol	Seuil Critique (SC)
Sable	0,1 – 0,4
Limon	0,4 – 0,6
Argile normalement consolidé	0,3 – 0,55
Argile surconsolidée	0,85 – 1,0

I.2.3 Modélisation du comportement des pieux sous chargement cyclique

En parallèle avec la réalisation des essais expérimentaux, de multiples modèles ont été développés pour simuler le comportement de pieu sous chargement cyclique. Ils peuvent être recensés en deux classes : des modèles «complexes » qui sont destinés à la simulation complète des phénomènes et des modèles simples destinés à être utilisés pour le dimensionnement.

Les modèles complexes sont mis en œuvre dans le cadre de programmes de calcul par éléments finis 2-D axisymétriques tels que (Boulon et al., 1980; Puech et al., 1982; Wichtmann, 2005). Dans ce genre de modèles, la réponse de la fondation est étudiée pas à pas et cycle par cycle ou bien en utilisant une méthode de saut de cycles à l'aide de l'injection de la déformation plastique équivalente.

Toutefois, la mise en œuvre de ces modèles complexes est encore lourde et coûteuse notamment pour la simulation d'un grand nombre de cycles qui n'apparaît ni réaliste, ni suffisamment fiable. De plus, les paramètres utilisés ne sont pas obtenus facilement lors d'une simple campagne de reconnaissance du site de projet.

Les modèles simplifiés sont développés pour permettre à l'ingénieur géotechnicien, dans le cadre d'un projet concret, de dimensionner un pieu qui sera soumis à un chargement cyclique axial. Ils font intervenir un nombre limité de paramètres pour reproduire de manière globale les phénomènes observés pendant les essais de chargements cycliques de pieux ou des essais de laboratoires. Ils peuvent être divisés en deux catégories : modèles utilisant l'approche élastique avec facteurs de dégradation et modèles basés sur les courbes « T-Z ».

Dans cette section, on présente trois modèles d'ingénierie existants : SCARP, RATZ et PAX2. Les deux premiers tiennent compte des effets les plus significatifs du chargement cyclique et fournissent des résultats conformes dans un sens qualitatif selon l'étude comparative de (Chin et Poulos, 1992). Le troisième logiciel est utilisé uniquement dans le cas de l'argile et son modèle se base sur l'utilisation d'essais de cisaillement simple direct cyclique.

I.2.3.1 Le programme SCARP

Le programme SCARP a été développé par Poulos (1989) à l'Université de Sydney afin de calculer les déplacements et la répartition des charges axiales le long d'un pieu isolé, ou un groupe de pieux, soumis à des chargements statiques et/ou cycliques. Ce logiciel s'appuie sur la notion de continuum qui est une approche continue des éléments de bord simplifiée 1-D en considérant le sol ayant un comportement élastique. À l'interface pieu/sol, la valeur limite de frottement de chaque tronçon est spécifiée ou un modèle d'interface avec radoucissement élasto-plastique est considéré (Figure I-39).

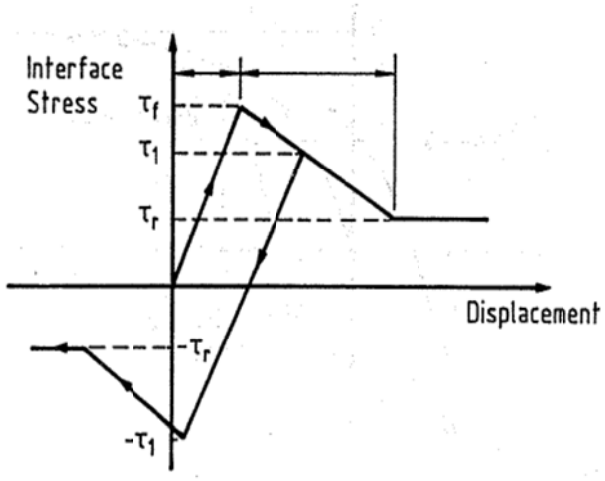


Figure I-39 : courbe d'interface avec radoucissement élasto-plastique de SCARP

Le chargement statique peut être introduit en force contrôlée ou en déplacement contrôlé. Pour le chargement cyclique, il faut introduire un nombre spécifique de cycles, des valeurs spécifiques de charge moyenne et amplitude cyclique (c.-à-d. le chargement est introduit en force contrôlée).

Le programme permet de quantifier les trois effets majeurs des chargements cycliques (Poulos ,1981) :

- la dégradation du frottement latéral, de la résistance en pointe et du module du sol;
- l'accumulation des déplacements permanents;
- les effets de la vitesse de chargement.

I.2.3.1.1 La base de données

Pour développer le modèle SCARP, Poulos (1981, 1982, 1988, 1989) a réalisé des essais cycliques non alternés en compression et en traction sur des pieux modèles en chambre d'étalonnage installés dans un sable carbonaté. Pour des niveaux de chargements faibles, il a observé un comportement de type élastique (peu d'accumulation des déplacements), mais pour des niveaux de chargement plus importants, il a observé une augmentation progressive du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles. Quand la charge maximale Q_{max} (P_{max}) excède 36 % de la charge à la rupture monotone Q_{uc} (P_{us}), la rupture intervient au bout de 4 cycles (Figure I-40).

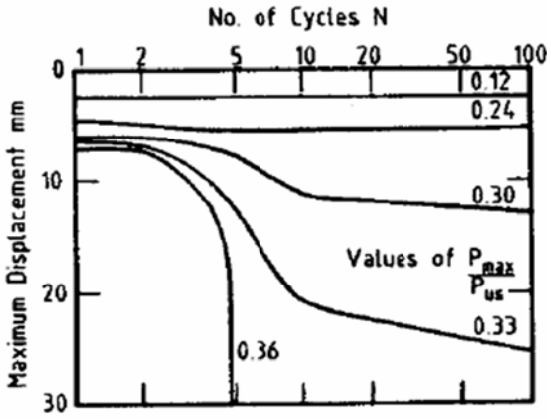


Figure I-40 : Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles dans le cas de l'essai non alterné en compression (Poulos, 1988)

A partir des essais cycliques à déplacements contrôlés, Poulos (1988) montre un exemple de quantification de la dégradation du frottement latéral d'un pieu moulé et d'un pieu enfoncé dans un sable carbonaté sur la Figure I-41a et b. Celles-ci illustrent, pour un nombre de cycles égal à 100, l'évolution du ratio de dégradation du frottement en fonction de l'amplitude du déplacement cyclique imposé normalisé par le diamètre du pieu.

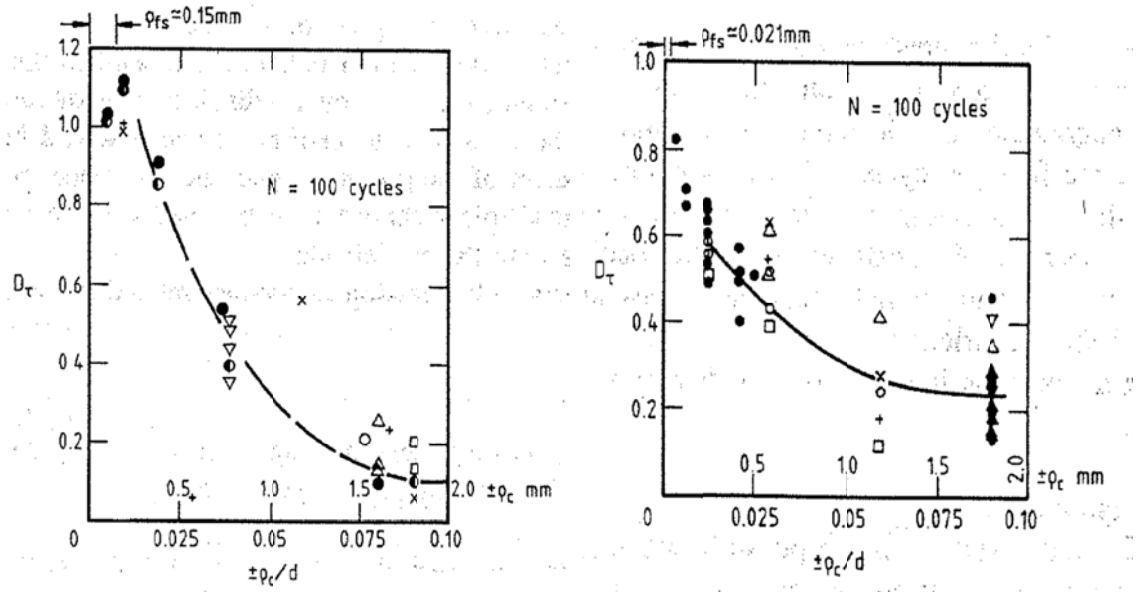


Figure I-41 : Evolution du ratio de dégradation du frottement en fonction de l'amplitude du déplacement cyclique imposé normalisé par le diamètre du pieu a) moulé b) foncé.

Dans le but de définir des critères de dimensionnement pour les pieux soumis à des chargements cycliques, Poulos (1988) a introduit un diagramme qui permet de synthétiser la réponse d'un pieu soumis à ce type de chargement. C'est le diagramme de stabilité cyclique. Il est présenté sur la Figure I-42.

Ce diagramme est défini pour un nombre de cycles N fixé et est composé de trois zones dans lesquelles le pieu se comporte différemment :

- Zone A : région stable dans laquelle le chargement cyclique n'a pas d'influence sur la capacité portante axiale du pieu.
- Zone B : région métastable dans laquelle le chargement cyclique va provoquer une certaine dégradation de la capacité axiale du pieu mais sans que ce dernier atteigne la rupture.
- Zone C : région instable dans laquelle le chargement cyclique va avoir une forte influence sur la capacité axiale du pieu en provoquant la rupture de ce dernier.

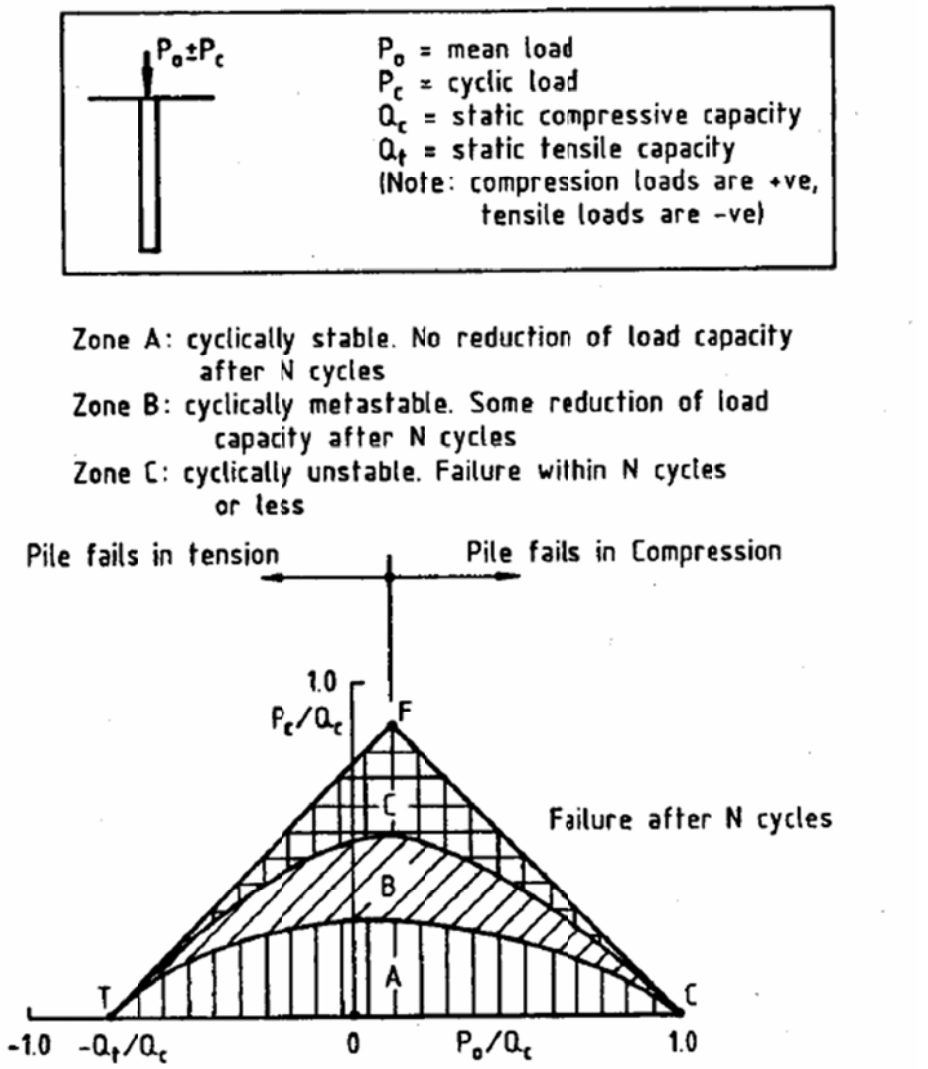


Figure I-42 : Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988)

I.2.3.1.2 Le facteur de dégradation

Afin de quantifier la dégradation, Poulos (1982) a introduit le concept de facteur de dégradation qui est défini comme :

$$D = \frac{\text{propriété après le chargement cyclique}}{\text{propriété pour le chargement statique}}$$

Les facteurs de dégradation pour le frottement latéral, la résistance de pointe et le module de sol sont dénotés respectivement : D_τ, D_b et D_E.

Poulos (1983) a utilisé l'approche qui a été adoptée par Matlock et Foo (1979) pour la détermination de ces facteurs de dégradation. Dans cette approche, le facteur de dégradation pour le frottement latéral D_τ est exprimé comme suit :

$$D_\tau = (1-\lambda)\,(D_\tau'-D_{min}) + D_{min} \quad \text{(I-37)}$$

D_τ = valeur actuelle du facteur de dégradation pour le frottement
D_τ' = valeur du cycle précédent du facteur de dégradation pour le frottement
D_{min} = valeur minimale du facteur de dégradation
λ = paramètre Taux de dégradation (de l'ordre de 0,05-0,5)

Cette expression s'applique aussi pour les facteurs de dégradation de la résistance de pointe D_b et le module de sol D_E. Pour ce dernier, Idriss et al. (1978) a proposé une expression semblable basée sur des résultats d'essais triaxiaux cycliques :

$$D_E = N^{-t} \quad \text{(I-38)}$$

où N = nombre de cycles
t = paramètre de dégradation qui dépend du déplacement cyclique.

Il a proposé aussi une autre forme d'équation pour les calculs par incrément :

$$D_E = D'_E - 0{,}5\,(D'_E)^{(l+t)/t} \quad \text{(I-39)}$$

où D'_E = facteur de dégradation de module au cycle précédent.

Poulos (1989) mentionne que, dans le cas des pieux dans le sable, il est possible d'obtenir des valeurs négatives de t à de petits déplacements cycliques, ce qui indique un raidissement du sol avec le chargement cyclique. Pour les plus grands déplacements cycliques, t peut devenir positif, indiquant une dégradation du module.

D'autre part, à partir des résultats d'un nombre limité d'essais de laboratoire et d'essais de chargement, il suggère que la dégradation du module de sol peut ne pas être significative pour des pieux en sable et pour des pieux en argile raide.

I.2.3.1.3 Le facteur de vitesse de chargement

Dans SCARP, l'augmentation de la résistance et de la rigidité du pieu liée à l'effet de vitesse de chargement est prise en compte par un coefficient D_R multiplicatif des valeurs de frottement limite, de résistance de pointe et du module du sol. Ce coefficient est calculé à partir l'équation I-5 :

$$D_R = 1 - F_P log\left(\frac{\lambda}{\lambda_r}\right) \quad \text{(I-40)}$$

avec : Fp = coefficient de vitesse (entre 0,1 et 0,25)
λ = taux de chargement rapide (kN/h)
λ_r = taux de chargement de référence (ex : statique en kN/h)

I.2.3.1.4 L'accumulation des déplacements permanents

Dans le programme SCARP, les déplacements permanents sont calculés à partir d'une expression empirique basée sur le travail de Diyaljee et de Raymond (1982) et donnée par :

$$S_p = BN^m e^{nX} \tag{I-41}$$

où :

B: déplacement permanent généré par le premier cycle d'un faible niveau de chargement
N: nombre de cycles
m, n: paramètres déterminés expérimentalement.
X: niveau de chargement correspondant au ratio Q_{max}/Q_u

Lorsque le pieu est soumis à une succession de combinaisons de chargements cycliques, un nombre de cycles équivalent d'un niveau de chargement actuel est déterminé pour prendre en compte tous les cycles des chargements précédents:

$$N_{ke} = \sum_{j=1}^{k} N_j e^{\alpha(N_j - N_{k+1})} \tag{I-42}$$

où :

N_j: nombre de cycles de la combinaison j
X_j: niveau de chargement de la combinaison j
X_{k+1}: niveau de chargement de la combinaison k+1
α= n/m: ratio des paramètres déterminés expérimentalement.

L'incrément de déplacements permanents généré par la combinaison de chargement cyclique k+1 est exprimé par la formule:

$$\Delta S_p = S_{pN}\left(\frac{m\Delta N}{N_{ke}}\right) \tag{I-43}$$

ΔSp: incrément de déplacements permanents entre de déplacements permanents généré par la combinaison de chargement cyclique k+1 entre N_{ke} et $N_{ke} + \Delta N$.
S_{pN}: déplacement permanent au nombre de cycles N_{ke}.

Dans le cadre de cette thèse, (Benzaria et al., 2011) une modélisation numérique à l'aide du logiciel SCARP a été effectuée afin de simuler le comportement d'un pieu isolé instrumenté soumis à des chargements cycliques axiaux. Le pieu est battu dans une argile normalement consolidée de CRAN.

Cette étude a mené une comparaison entre les résultats de calcul et les résultats expérimentaux en termes d'accumulation des déplacements en tête et d'évolution du frottement latéral le long du pieu. Elle montre aussi l'influence de l'amplitude cyclique et du nombre de cycles sur les résultats.

La communication est présentée dans l'Annexe AIII-2.

I.2.3.2 Le programme RATZ

Le logiciel RATZ a été développé par (Randolph, 1986 et 2003) de l'Université de Western Australia afin d'analyser la réponse de pieux isolés sous charges axiales statiques et cycliques. Le programme est basé sur le concept des courbes de transfert de charges qui simulent l'interaction entre le pieu et le sol le long du fût (T-Z) et sous la base (Q-Z). Le déplacement z est noté w dans RATZ.

Le pieu est représenté par une poutre élastique avec des propriétés qui évoluent en fonction de la profondeur et l'interaction avec le sol (Figure I-43). Le pieu est discrétisé en plusieurs tronçons caractérisés par des ressorts non linéaires discrets qui sont distribués à intervalles réguliers en fonction de la profondeur.

Les paramètres d'entrée pour RATZ sont les suivants :

- les paramètres géométriques du pieu (diamètre intérieur et extérieur, longueur et Module de Young du matériau du pieu)
- le niveau et le type de chargement
- les valeurs maximales et résiduelles du frottement (τ_p, τ_r) de chaque couche du sol si celui est stratifié
- le déplacement additionnel exigé pour atteindre le frottement résiduel Δw_{res}
- le paramètre qui contrôle l'allure du radoucissement η
- le module de cisaillement du sol G

- le taux de dégradation sous le chargement monotone et cyclique
- le niveau du seuil cyclique de chargement (ξ) au-dessous duquel aucune dégradation ne se produira

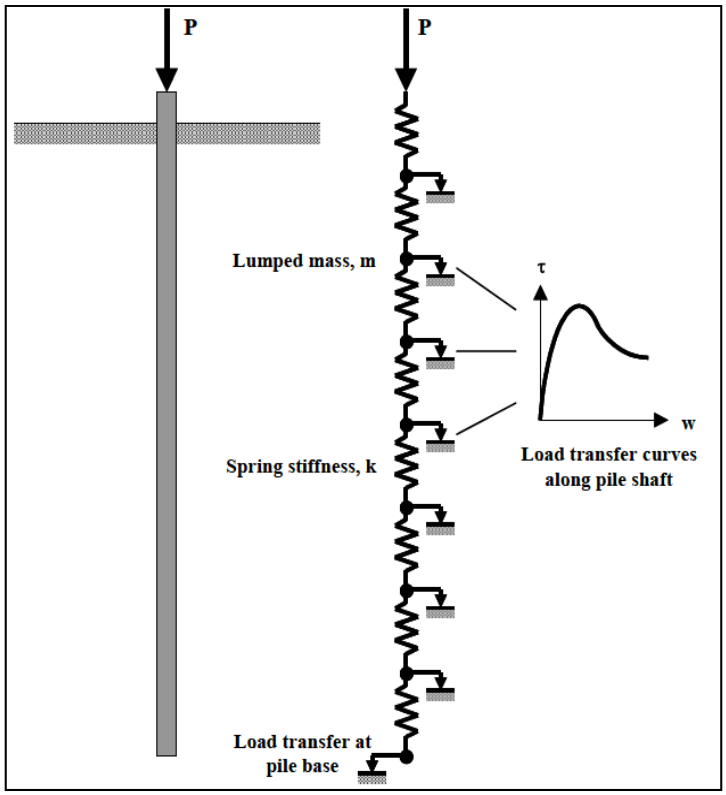


Figure I-43 : discrétisation du pieu dans le logiciel RATZ

I.2.3.2.1 Modélisation des chargements monotones

Pour les charges monotones, chacun des tronçons de pieu est modélisé dans RATZ par une courbe de transfert (τ, w) suffisamment générale qui permet de tenir compte des aspects principaux de la réponse du sol tels que la non-linéarité, l'écrouissage avant le pic et le radoucissement post-pic. La forme de la courbe comporte trois phases (Figure I-44):

- une phase linéaire où le sol se déforme avec une contrainte d'interface τ_0 directement proportionnelle à w/r_0 (déplacement normalisé par le rayon du pieu):

$$\tau_o = k.w / r_o \qquad \text{(I-44)}$$

Le gradient K peut être relié au module de cisaillement G du sol. Sur la base des travaux de Randolph & Wroth (1978) et Baguelin & Frank (1979), on suppose que $K = G/\zeta$ avec ζ généralement pris égal à 4.

Cette phase s'étend de la contrainte d'interface nulle jusqu'à une fraction ξ de la contrainte d'interface maximale, τ_P. Le facteur ξ est compris entre 0 et 1 (pour ξ = 0, la courbe est totalement non linéaire, pour ξ = 1 la courbe est linéaire jusqu'à la rupture).

- une phase parabolique jusqu'au pic (point « B »), avec un gradient initial, k, et un gradient final nul quand $\tau_0 = \tau_P$. Le pic du frottement est mobilisé quel que soit le type de sol (argileux ou sableux) pour un déplacement relatif du pieu de 1% (en accord avec les nouvelles recommandations API RP2GEO). De plus, une courbe hyperbolique de transfert de charge pré-pic a été également mise en application pour le chargement monotone.
- une phase de radoucissement, dans laquelle la valeur courante du frottement sol-pieu τ_o est fonction du déplacement absolu du pieu :

$$\tau_o = \tau_p - 1.1\ (\tau_p - \tau_r)\ [1 - \exp(-2.4(\Delta w / \Delta w_{res})^{\eta})] \qquad \text{(I-45)}$$

avec:

τ_r : frottement résiduel

Δw : déplacement post-pic.

Δw_{res}: déplacement additionnel exigé pour atteindre le frottement résiduel

η : paramètre qui contrôle l'allure du radoucissement et se situe entre 0,7 (dégradation accentue) et 1.3 (faible dégradation).

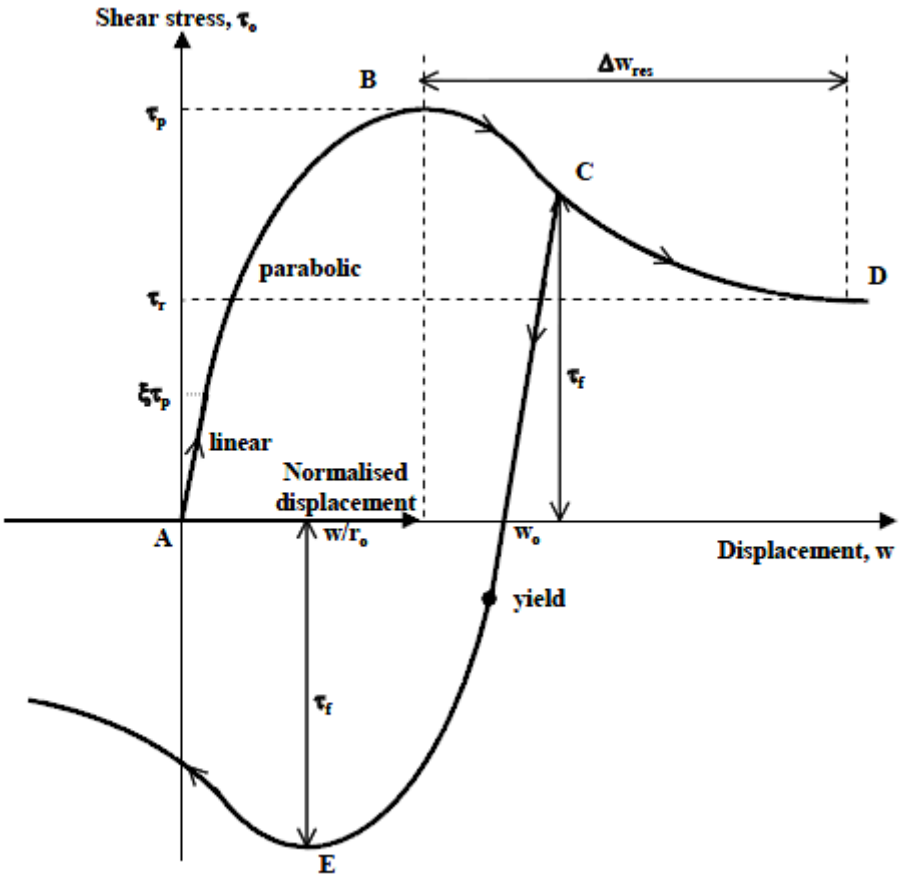


Figure I-44 : Allure générale des courbes de transfert utilisée dans RATZ

I.2.3.2.2 Modélisation des chargements cycliques

Sous le chargement cyclique, RATZ décrit de manière explicite la courbe de déchargement-rechargement au cours de chaque cycle. Si on se reporte à la Figure I-44 , un chargement monotone sera du type ABCD. S'il n'y a eu aucune histoire précédente, le déchargement est élastique jusqu'au point $-\xi.\tau_p$, puis entre en phase non linéaire jusqu'à la contrainte de rupture qui a la même amplitude soit $-\tau_P$. Pour les chargements - déchargements ultérieurs, la limite élastique descend sur la courbe de déchargement à une vitesse égale à 0,5 (1-ξ) fois la vitesse du point courant de contrainte-déplacement. Ainsi, si le pieu change de direction de sorte que la contrainte de cisaillement mobilisée décroisse de $\Delta\tau$, alors le point de non réversibilité descend de $0{,}5(1-\xi)\ \Delta\tau$. En pratique,

il suffit de définir la position du point à partir de la contrainte de cisaillement minimum atteinte τ_{min} et de la contrainte de pic τ_p du cycle précédent de sorte que :

$$\tau_y = \tau_{min} + 0{,}5\ (1-\xi)\ (\tau_p - \tau_{min}) \qquad \text{(I-46)}$$

La forme de cette expression assure automatiquement que le point de non réversibilité (yield point) est toujours plus grand que le point de réversibilité initiale $\xi.\tau_p$.

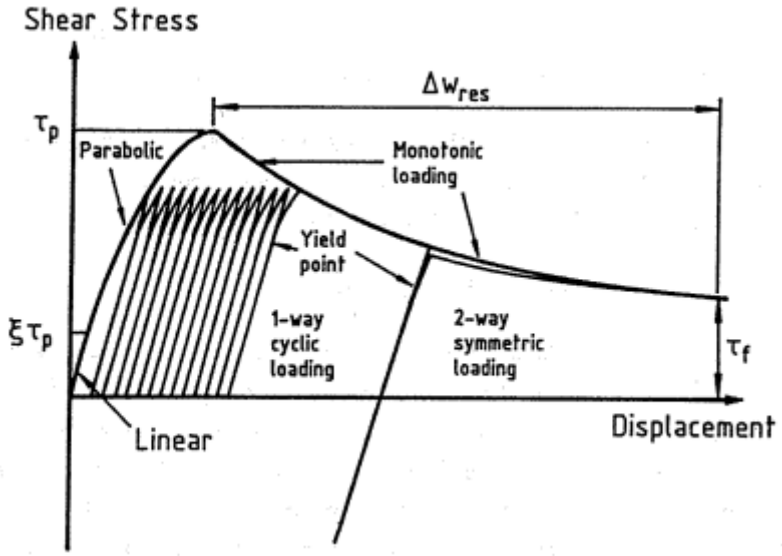


Figure I-45 : Courbe de transfert de charge cyclique utilisé dans le programme RATZ (Chin et Poulos, 1992).

Dès que le point de non réversibilité est franchi, la composante plastique du déplacement est traitée comme l'équivalent d'un déplacement post-pic monotone (Figure I-45). Il en résulte une dégradation progressive du frottement jusqu'à sa valeur résiduelle (même s'il peut ne pas y avoir d'accumulation nette de déplacement).

L'algorithme utilisé pour le calcul du point de non réversibilité implique que, sous un chargement cyclique répété entre zéro et τ_{max}, la dégradation jusqu'à la valeur résiduelle pourra se produire si τ_{max} excède la limite élastique définie par :

$$\tau_{max} = 0{,}5\ (1-\xi)\tau_p \qquad \text{(I-47)}$$

Sous chargement alterné symétrique entre $+\tau_{max}$ et $-\tau_{max}$ la limite élastique correspondante est :

$$\tau_{max} = [(1 + \xi) / (3 - \xi)]\ \tau_p \qquad \text{(I-48)}$$

Pour des chargements cycliques qui excèdent les limites élastiques ci-dessus, la vitesse de dégradation est fonction de l'allure de la partie concernée de la courbe de radoucissement et de la différence entre la contrainte cyclique appliquée et la contrainte cyclique élastique limite.

Des courbes de fatigue peuvent être générées par RATZ. La Figure I-46 compare la dégradation du frottement donné par RATZ aux résultats d'essais de laboratoire sur échantillons (essais triaxiaux, essais d'interface à rigidité normale constante (CNS) et essais de colonne résonnante).

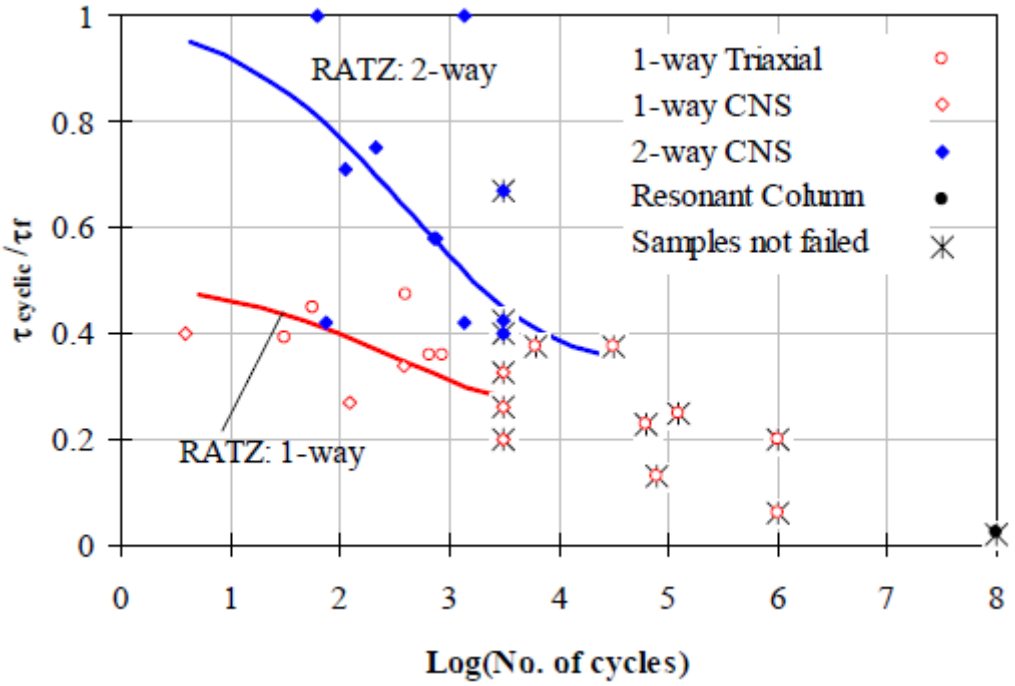


Figure I-46 : Courbes de fatigue obtenues par RATZ et comparées à des essais cycliques de laboratoire (Randolph, 2003)

Par ailleurs, on a effectué une modélisation numérique à l'aide de ce logiciel RATZ afin de comparer des résultats de calcul avec des résultats d'essai de chargements cycliques axiaux sur modèle réduit de pieu effectués en centrifugeuse.

Les résultats de cette étude ont été présentés dans une communication (Benzaria et al., 2010). Ils ont englobé une comparaison entre les deux approches en termes d'accumulation des déplacements et d'évolution du frottement latéral le long du pieu et de la résistance en pointe.

La communication est présentée dans l'Annexe AIII-1.

I.2.3.3 Le programme PAX2

Le logiciel PAX2 a été décrit par Nadim et Dahlberg (1996) et constitue la deuxième version d'un premier programme PAXCY développé par le NGI (Karlsrud et al., 1986). Dans ce programme, le comportement d'un pieu installé dans l'argile sous sollicitations cycliques est régi principalement par la réponse cyclique de l'argile autour du pieu qui est divisée en trois zones (Figure I-47) : argile remaniée et reconsolidée (zone A), argile perturbée (zone B) et argile intacte (zone C).

La réponse cyclique de l'argile est gouvernée par les contraintes de cisaillement moyennes τ_a et cycliques τ_c ainsi que par les distorsions moyennes γ_a et cycliques γ_c.

A partir des essais cycliques de cisaillement direct (DSS), Andersen (1981) a présenté les contraintes τ_a et τ_c sous forme de diagrammes contours de distorsion γ_a et γ_c avec un nombre de cycles donné (Figure I-48). Ce type de diagramme est employé par habitude pour la conception des plates-formes gravitaires et des ancres à succion en mer (par exemple Andersen, 2004).

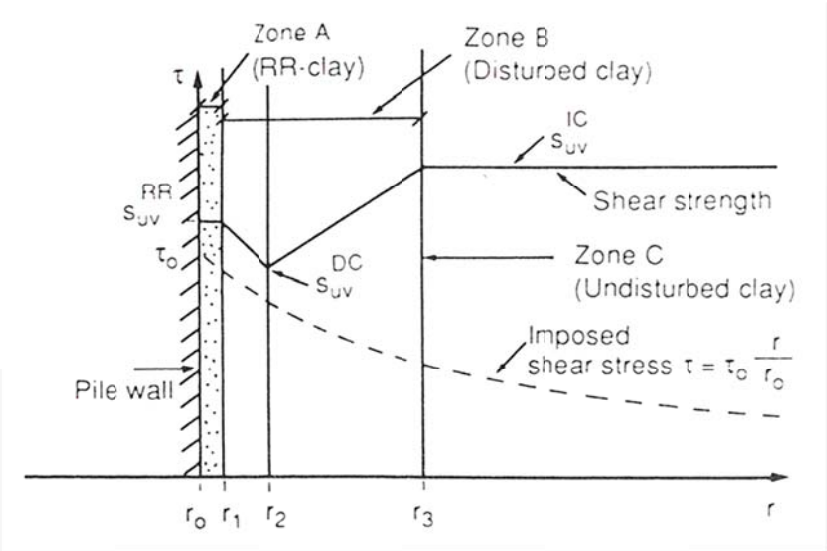


Figure I-47: variation de la résistance au cisaillement non drainée autour du pieu (Karlsrud et al., 1992b).

Idéalement, ce diagramme de contours devrait être établi pour les trois zones autour du pieu. Cependant, il est considéré que c'est la zone A qui gouverne la capacité et les déplacements du pieu.

Pour un nombre cycle donné et un chargement précis (contrainte moyenne τ_{ave} et cyclique τ_c), les résultats des distorsions moyennes γ_{ave} et cycliques γ_c sont tracés sur un

plan (la contrainte moyenne normalisée par la contrainte statique de référence τ_{ave}/τ_{us}, contrainte cyclique normalisée par la contrainte statique de référence τ_c/τ_{us}) en séparant la zone I qui est la zone d'influence des distorsions cycliques et la zone II qui est celle des distorsions moyennes.

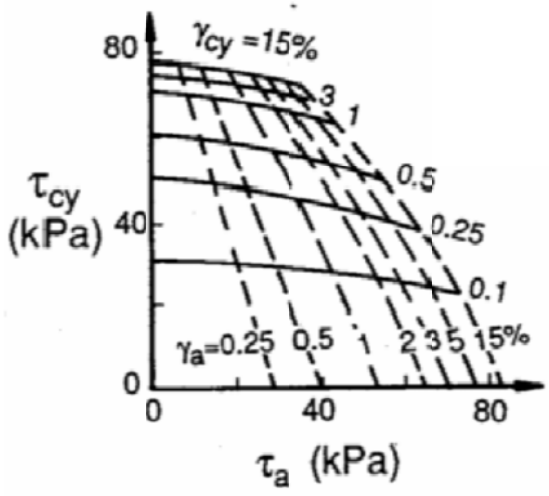


Figure I-48 : Diagramme de Contour définissant les contraintes de cisaillement moyenne τa et cyclique τc en fonction des distorsions moyenne γa et cyclique γc pour un nombre de cycles.

La Figure I-49 montre la construction des courbes T-Z cycliques (modèle 1) et moyennes (modèle 2), pour un nombre de cycles N donné, déterminées à partir des diagrammes de contours DSS.

La procédure de construction des courbes T-Z présentées est la suivante :

1. Tracer une droite parallèle à l'axe des ordonnées et qui passe par une contrainte τ_{ave} choisie.
2. Reproduire les points (γ_c,τ_c) d'intersection de cette droite avec les contours de γ_c. sur le modèle 1.
3. Tracer une droite parallèle à l'axe des abscisses et qui passe par une contrainte τ_c choisie.
4. Reproduire les points $(\gamma_{ave},\tau_{ave})$ d'intersection de cette droite avec les contours de $\gamma_{ave.}$ sur le modèle 2.

Il est important de mentionner que cette procédure est itérative. En effet, il faut intégrer les courbes T-Z pour tous les tronçons du pieu pour vérifier l'équilibre du pieu sous le chargement cyclique appliqué en tête de celui-ci.

La tâche la plus difficile est donc de déterminer le niveau de cisaillement (contrainte moyenne τ_{ave} et cyclique τ_c) pour chaque tronçon.

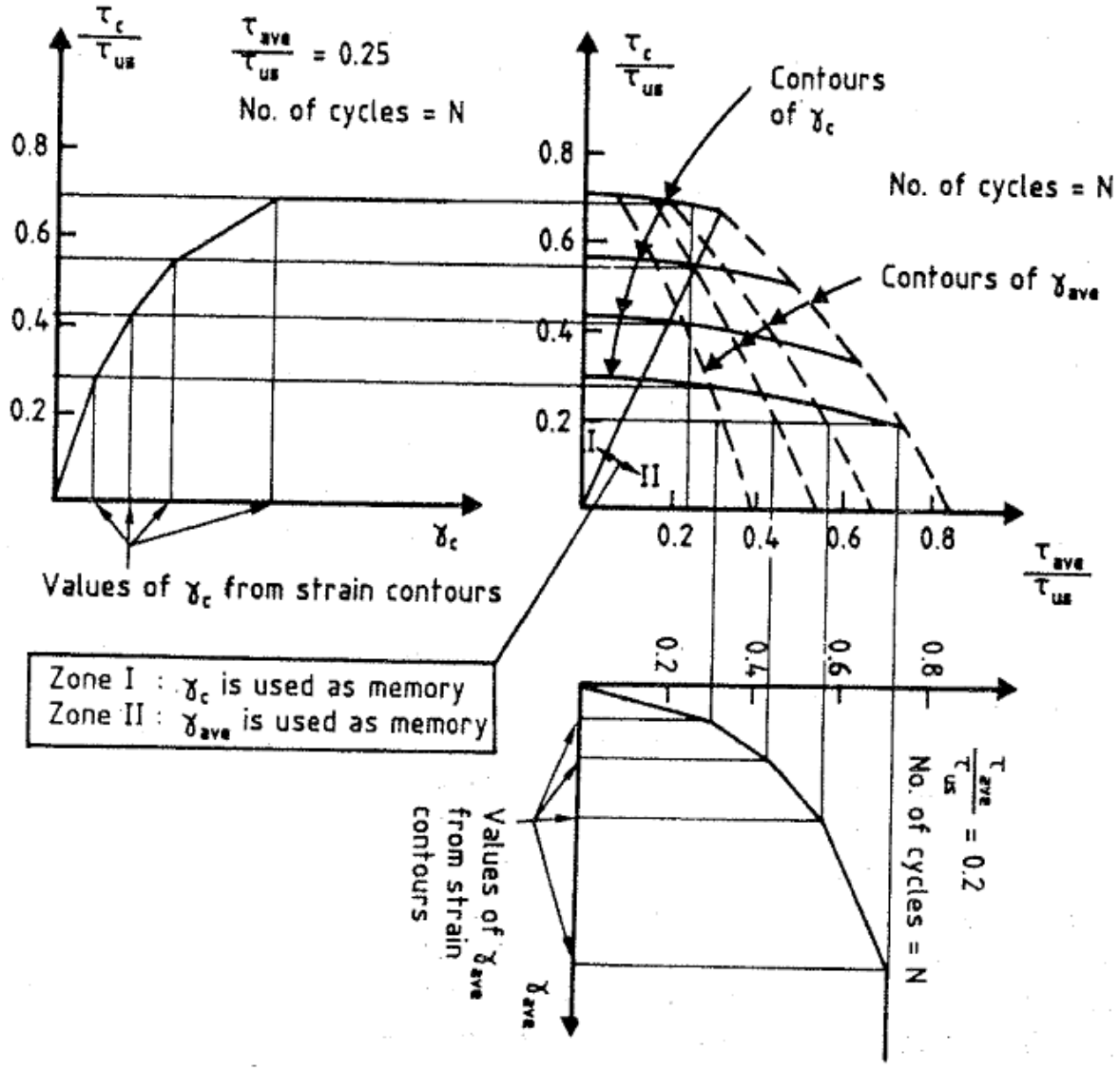


Figure I-49 : construction de T-Z à partir des diagrammes contours DSS (Karlsrud et al., 1986)

Il est à noter que les modèles 1 et 2 ne sont pas indépendants parce que les diagrammes contours sont reliés par τ_{ave} ,τ_c , γ_{ave}, γ_c.

I.2.4 Conclusions

Dans cette étude bibliographique, on a passé en revue les différents paramètres qui peuvent influencer le comportement d'un pieu isolé sous chargement axial statique et cyclique à savoir sa rigidité, sa méthode de mise en place, le temps entre la mise en place et le chargement, la vitesse de chargement ainsi que les groupes de pieu. De plus, on a montré les différentes méthodes qui existent pour déterminer la capacité portante du pieu et estimer son tassement.

L'examen de la base de données des essais de chargements cycliques sur les pieux réels installés dans différents types de sols a été effectué. Certes, la comparaison directe de ces essais doit être considérée avec précaution, mais on a identifié un certain nombre de tendances générales de comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux.

Ces essais ont démontré l'interaction combinée du niveau de chargement, du nombre de cycles, de la vitesse de chargement, de l'histoire de chargements. Chacun de ces facteurs influence le comportement du pieu d'une façon complexe et leurs effets combinés peuvent être difficiles à cerner. Les conclusions sont plus souvent qualitatives que quantitatives.

Dans l'argile, les mécanismes fondamentaux qui ont été observés lors des cycles sont : une génération de surpressions inertielles, une accumulation de déplacements en tête, une diminution de la rigidité du pieu et une dégradation de la capacité portante.

Les observations des essais axiaux cycliques de pieu dans l'argile sont récapitulatif ci-dessous :

- la gamme des grandeurs cycliques appliquée était concentrée principalement sur des chargements répétés avec un niveau au-dessus de 60% de Q_u.
- un gain de capacité de 5 à 20% lié à l'effet de vitesse de chargements.
- la dégradation semble être extrêmement rapide et dramatique dans le cas d'un chargement alterné.
- la capacité post-cyclique peut être réduite jusqu'à 31% de la capacité portante initiale du pieu.

Dans le sable, les trois effets majeurs constatés sur le comportement des pieux sous les cycles sont : la dégradation du frottement latéral, l'accumulation de déplacements en tête et la dégradation de la capacité portante.

De plus, l'étude bibliographique a permis de constater l'existance d'un seuil critique (SC = % de la capacité statique) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu et qui dépend du type de sol (tableau I-2). Le tableau indique clairement que les pieux installés dans les sols pulvérulents sont plus sensibles au chargement cyclique axial que les pieux installés dans les sols cohérents.

En somme, la littérature existante a fourni des réponses au comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux mais beaucoup d'incertitudes restent aujourd'hui. On peut signaler notamment:

- la réponse des pieux dans des conditions de charge en service typiques à 33-50% (correspondant aux facteurs de sécurité de 2 ou 3).
- l'influence du nombre de cycle élevé (>1000 cycles).
- la séparation entre l'effet de la vitesse de chargement et les influences cycliques.
- l'influence du type de sol et du type de pieu
- la quantification de la dégradation en fonction de la profondeur ainsi que l'évolution de la résistance de pointe.

Chapitre II
Études expérimentales

II.1 OBJECTIFS

Cette thèse a pour objectifs de répondre aux incertitudes identifiées dans la littérature, de comprendre la réponse des pieux sous chargements axiaux pour les phases avant, pendant et après cycles et d'évaluer l'influence des cycles sur les principaux éléments représentant le comportement d'un pieu isolé : le déplacement en tête, le frottement latéral, la résistance de pointe et la rigidité des pieux.

Pour atteindre ces objectifs, un programme étendu d'essais de chargements cycliques axiaux a été développé. En effet, pour bien cerner la problématique des pieux isolés soumis à des charges cycliques verticales, on a choisi de tester des pieux instrumentés en vraie grandeur (L/D>30) afin d'apporter des éléments de réponse sur :

- l'effet des cycles sur la stabilité des pieux en termes d'accumulation des déplacements ;
- la dégradation du frottement latéral et la résistance de pointe ;
- l'effet de la nature du chargement (statique, cyclique répété, cyclique alterné) et du type de chargement (compression, traction) sur la réponse du pieu;

- l'influence de la vitesse de chargement (compression, traction) sur la réponse du pieu ;
- l'influence de du type d'installation (battage, forage) sur la réponse du pieu ;
- l'influence de du type de sol (argile, sable) sur la réponse du pieu ;

De plus l'instrumentation des pieux à l'aide de l'extensomètre amovible va nous permettre d'étudier, en tenant compte de l'élasticité du pieu, les reports de charges d'une couche à l'autre et de dégager des lois générales de comportement représentatives des phénomènes réels dans chaque couche.

II.2 LES SITES EXPERIMENTAUX

Les recherches effectuées nous ont guidés vers deux sites d'essais représentatifs qui sont compatibles avec le programme général du projet SOLCYP :

- l'argile surconsolidée des Flandres (site de Merville) ;
- le sable dense de Dunkerque (site de Loon-Plage).

II.2.1 Le site de Merville

II.2.1.1 Localisation

Le site se trouve sur la commune de Merville, dans le nord de la France. Il est situé en bordure de l'aérodrome régional de Lille-Merville dans une ancienne aire de parking.

Ce site a été utilisé comme site expérimental depuis plus de 25 ans et à plusieurs reprises par les laboratoires des Ponts et Chaussées (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Laboratoire Régional de Lille). A ce titre, il a fait l'objet de plusieurs campagnes de reconnaissances aussi bien géophysiques que géotechniques (Josseaume, 1998 ; Borel, 2000 ; Canépa et al., 2002 ; Ferber et Abraham, 2002 et Reiffsteck et Tacita, 2005).

La zone pressentie pour la mise en place des pieux SOLCYP a été délimitée à proximité des zones précédemment utilisées pour les programmes de recherche antérieurs (Figure II-1).

Figure II-1 : Zone d'essais de pieux (site de Merville).

II.2.1.2 Contexte géologique du site

La géologie régionale indique (Figure II-2) :

- une couverture de limons argileux de quelques mètres d'épaisseur;
- l'argile des Flandres de l'Yprésien sur une quarantaine de mètres d'épaisseur;
- les sables et les argiles du Landénien entre 40 et 80 m d'épaisseur;
- le socle de craie du Sénonien et du Turonien.

L'argile des Flandres, géologiquement comparable à l'argile de Londres et à l'argile de Boom, s'est déposée il y a 50 millions d'années (Eocène) dans un golfe marin qui couvrait toute la zone Nord de la France, de la Belgique et du Sud Est de l'Angleterre. Elle a été recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pleistocène supérieur. Le niveau du sol se situait alors probablement à 200m au-dessus du niveau actuel. Les formations sus-jacentes se sont érodées. Le processus d'érosion a été suivi au Quaternaire par le dépôt d'alluvions du Flandrien. Le matériau a été soumis à des cycles de chargement/déchargement et à des

processus périglaciaires qui associés à des phénomènes de cimentation chimique et de vieillissement ont fortement conditionné son degré de surconsolidation (OCR) apparent (Josseaume, 1998).

Les caractéristiques mécaniques de l'argile des Flandres ont été obtenues par diverses séries d'essais en laboratoire sur carottes prélevées et par le biais d'essais in situ variés (CPTU, cône sismique, pressiomètre Ménard, notamment). Ces caractéristiques sont voisines de celles des argiles de Londres et de Boom (Borel et Reiffsteck, 2005) :

- faible teneur en eau (de l'ordre de 30%)
- forte plasticité (IP voisin de 50)
- forte fissuration notamment au-delà de 5m de profondeur

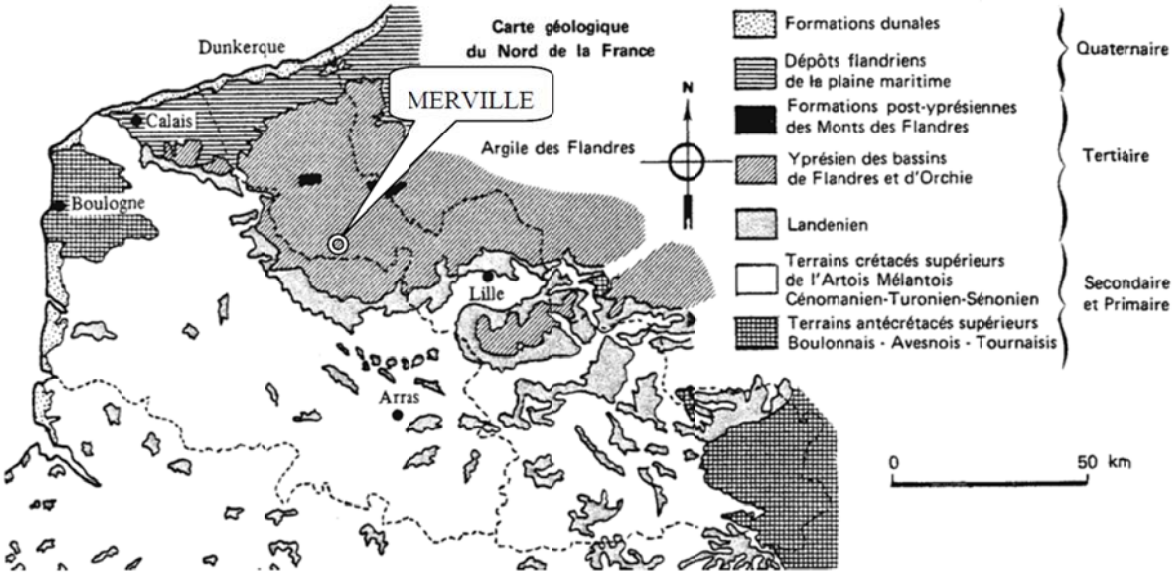


Figure II-2 : Carte géologique générale du Nord de la France (Borel, 2000)

Le contexte hydrogéologique du site est caractérisé par la présence d'une nappe qui fluctue entre la surface et 3 mètres de profondeur.

II.2.1.3 Investigations du site

La zone d'essais a fait l'objet d'une reconnaissance spécifique (dont l'emplacement est présenté dans la Figure II-15) comportant plusieurs volets :

- 5 essais au pénétromètre statique (CPTu) de type piézocône selon la norme NFP 94-119 descendu jusqu'à 15 m de profondeur permettant de mesurer en continu les caractéristiques mécaniques des sols traversés. De plus, il y a eu quelques essais de dissipation de pression interstitielle à différentes profondeurs.
- 2 essais au pressiomètre Ménard (PR1 et PR2) descendu jusqu'à 11 m de profondeur avec une mesure tous les mètres.
- 3 carottages continus prélevés jusqu'à 11 m de profondeur.

Les résultats de cette reconnaissance, en matière de pression limite nette et résistance de pointe nette, sont illustrés sur la Figure II-3.

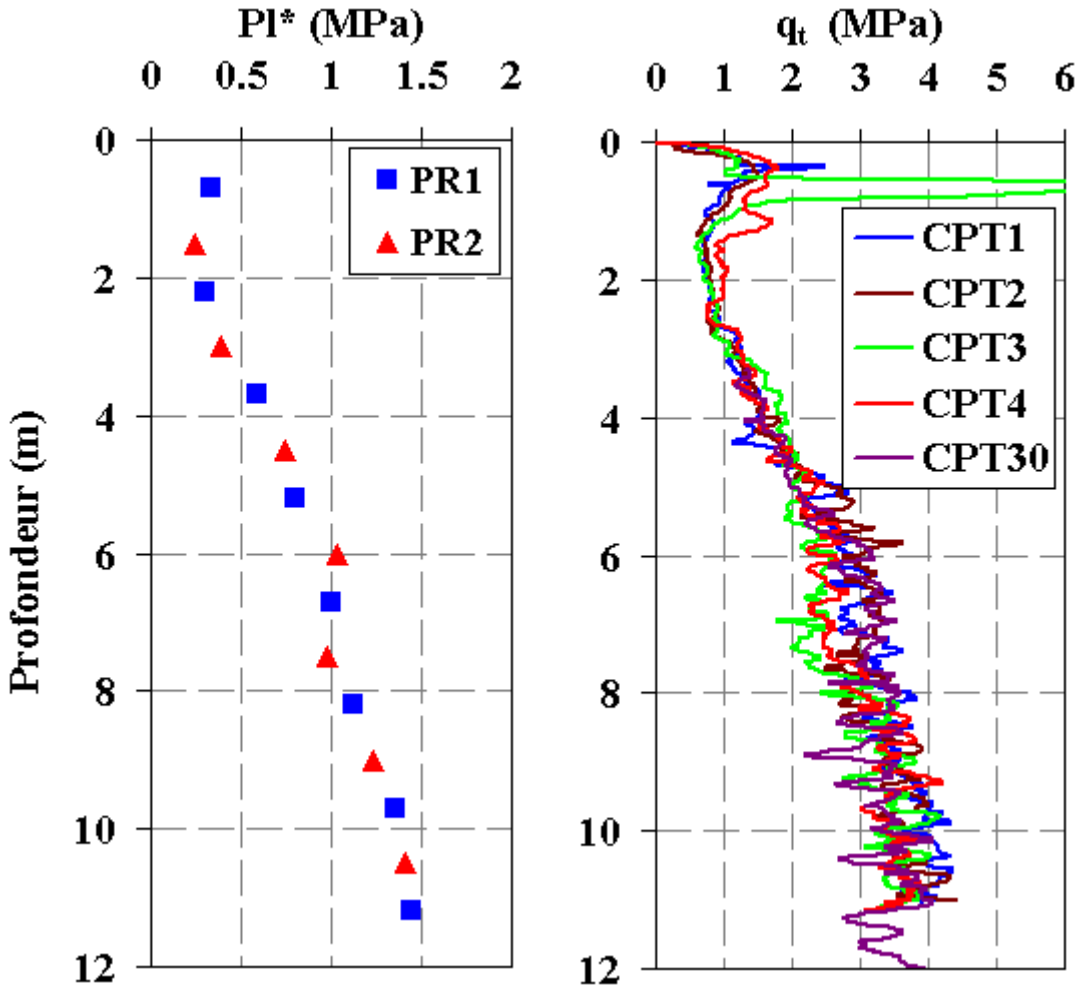


Figure II-3 : La variation de la pression limite nette (Pl*) et la résistance de pointe nette (qt) en fonction de la profondeur (site de Merville).

A partir des trois carottages, une campagne d'essais de laboratoire a été effectuée par l'Ecole Centrale de Nantes afin de :

- caractériser les propriétés physiques et mécaniques élémentaires des sols au droit de la zone d'essais SOLCYP ;
- permettre une comparaison avec les résultats obtenus sur le site en général ;
- effectuer le programme d'essais cycliques nécessaire à la caractérisation de l'argile des Flandres sous chargements cycliques.

II.2.1.4 Caractéristiques géotechniques

L'identification du sol lors des carottages et l'interprétation des essais in situ révèle la stratigraphie synthétisée dans le Tableau II-1.

Tableau II-1 : Site de Merville. Stratigraphie dans la zone des pieux SOLCYP

Profondeur (m)	Description
0,0 – 0,6 m	Terre végétale - Limon sablonneux
0,6 – 1,5 m	Limon argileux beige foncé.
1,5 – 3,5 m	Limon argileux marron avec quelques veines rouille.
3,5 – 5 m	Argile des Flandres gris-verdâtre très plastique légèrement fissurée
> 5 m	Argile des Flandres gris-verdâtre très plastique et très fissurée

La Figure II-4 montre, en fonction de la profondeur, la variation du poids volumique γ, de la teneur en eau w, de la limite de plasticité w_p ainsi que de la limite de liquidité w_l.

Avec un indice de plasticité moyen de 50, l'argile des Flandres peut être classée selon le diagramme de Casagrande comme une argile très plastique.

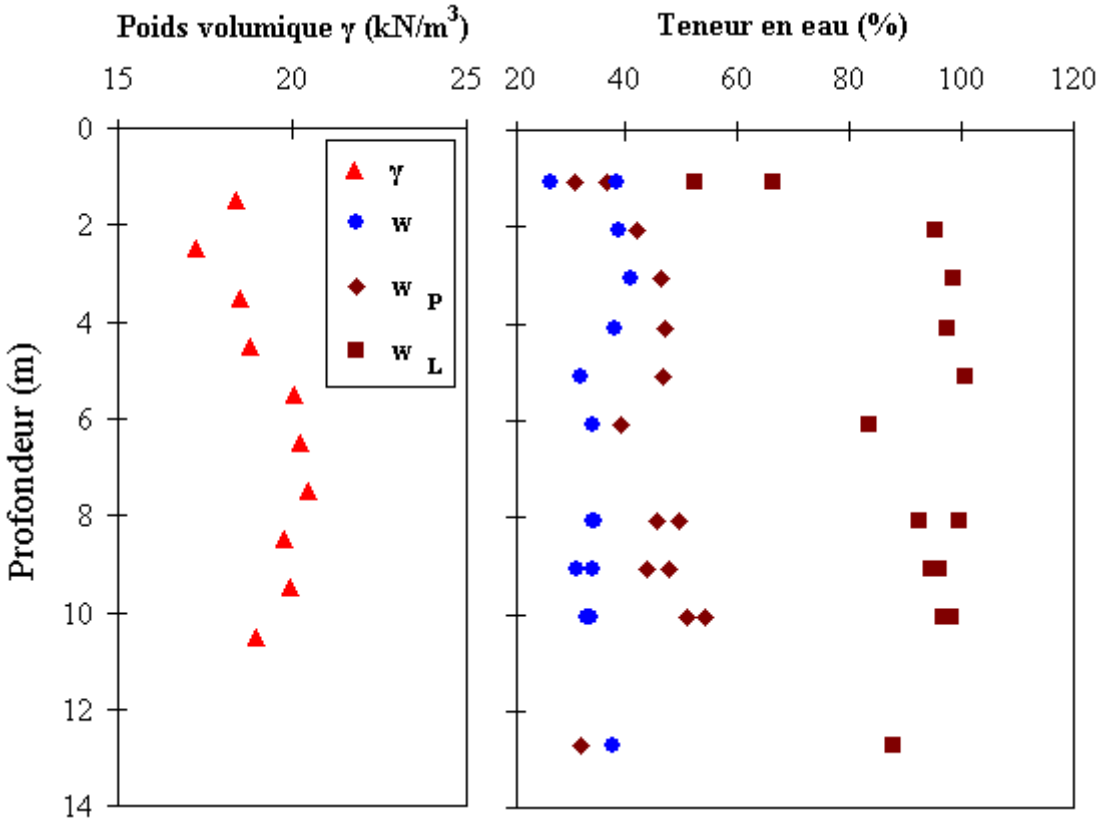


Figure II-4 : Variation du poids γ volumique, de la teneur en eau w, de la limite de plasticité wp ainsi que de la limite de liquidité wl en fonction de la profondeur.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques de l'argile des Flandres, on présente, sur la Figure II-5, le profil de la résistance au cisaillement non drainée en fonction de la profondeur.

Les essais triaxiaux de type UU (non consolidé, non drainé) ou CIU (consolidé d'une manière isotrope, non drainé) montrent des ruptures prématurées de type fragile, caractéristiques de ce type d'argile plastique fissurée et fortement surconsolidée. La rupture se caractérise par la formation de plans de cisaillement contenant des particules réorientées, comme noté par Bond et Jardine (1991). Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée C_u sont corrélées à la résistance au cône par un facteur Nkt élevé, [$N_{kt}= (q_t - \sigma_{vo}) / C_u = 20$], compatible avec la nature du matériau. Les valeurs de pression limite pressiométrique nette sont assez bien reliées à Cu par la relation d'Amar et Jezequel (1998) :

$$C_u = \frac{Pl^*}{12} + 30 \qquad \text{(I-29)}$$

Avec C_u en kPa et Pl* en MPa

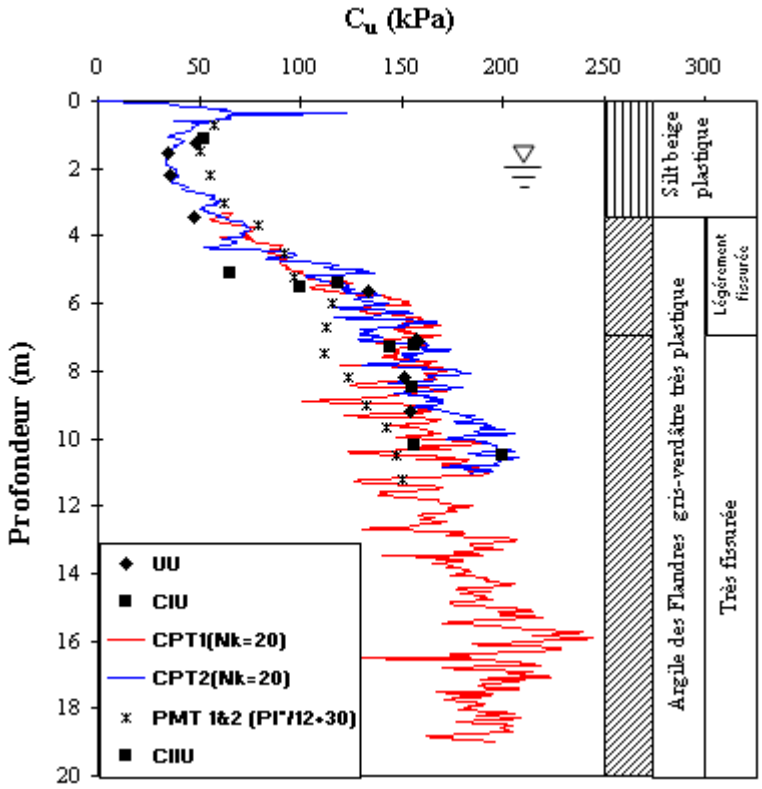


Figure II-5 : Variation de la résistance au cisaillement non drainée en fonction de la profondeur.

Une série d'essais œdométriques sur l'argile des Flandres a été réalisée antérieurement au LCPC par (Reiffsteck et Tacita, 2005). La procédure utilisée est celle des sols surconsolidés de la norme NF P 94-090 (6.3.2 Procédure particulière pour les sols surconsolidés soumis à de fortes contraintes).

Ces essais ont montré que le degré de surconsolidation OCR de l'argile des Flandres se situe dans l'intervalle 2,5-3,5 pour les profondeurs comprises entre 4 m et 10 m. Ces résultats semblent incompatibles avec l'histoire géologique du site qui montre un OCR plus fort. Il est donc nécessaire d'effectuer des essais à forte contrainte.

L'OCR a été estimé à partir du CPT et de la relation de Mayne (1991) : OCR = k. $(q_t-\sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ avec k=0,5. Le facteur k est fonction du type de matériau. La valeur de 0,5 a été retenue car elle donne des valeurs d'OCR compatibles avec l'épaisseur de surcharge supposée et le gradient de $q_n = q_t-\sigma_{v0}$ dans l'argile profonde (au-delà de 8m). A noter que pour l'argile de Londres, Powell et al., 1989 suggèrent des valeurs de k supérieures à 1.

La Figure II-6 illustre permet de visualiser en fonction de la profondeur, la résistance au cône qt et la variation du degré de surconsolidation (OCR).

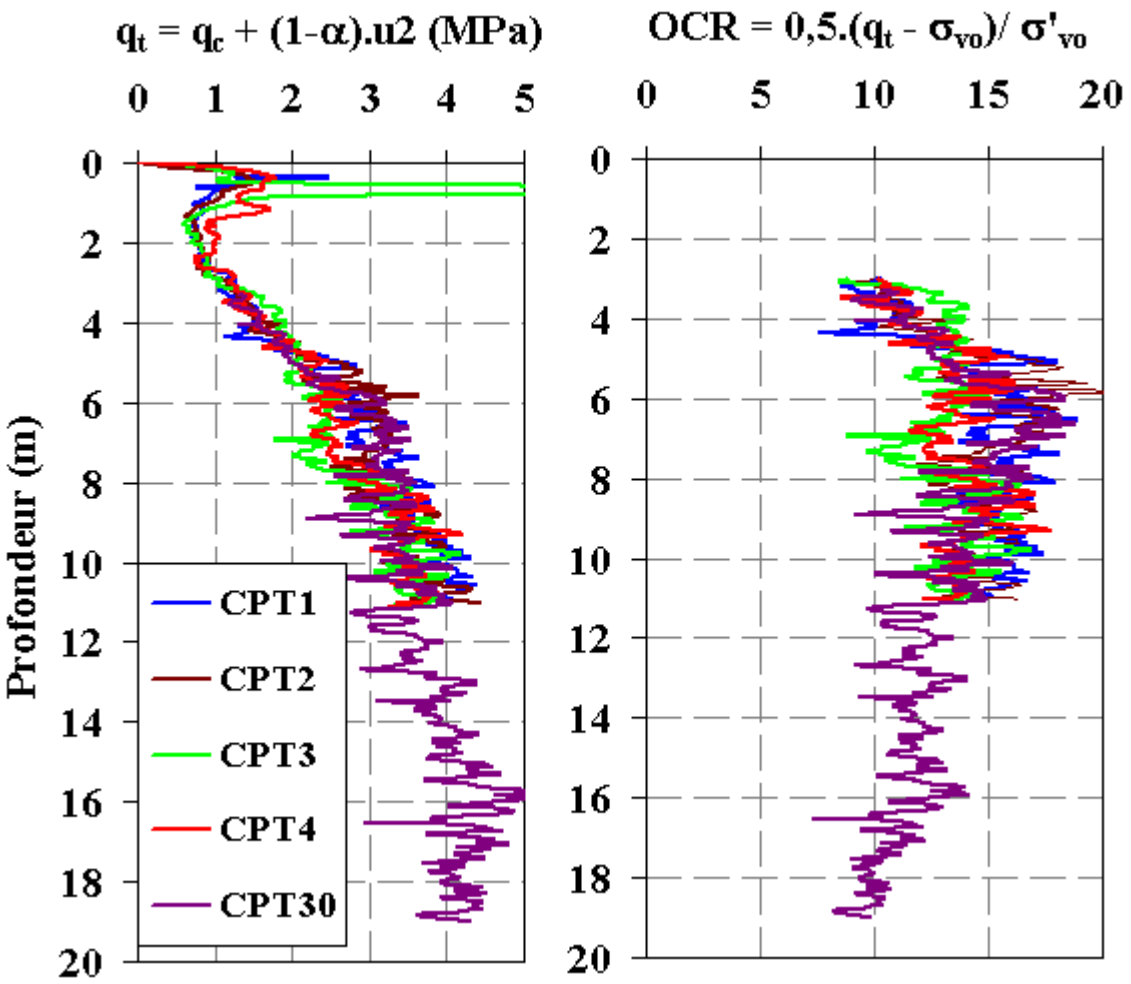


Figure II-6 : Profils de résistance au cône q_t et OCR sur le site de Merville

Il est à signaler qu'on n'a pas pu mesurer la pression des poids des terres (Ko) en raison de la fissuration de l'argile des Flandres.

Malheureusement, la synthèse des caractéristiques géotechniques de l'argile des Flandres n'a pas pu être effectuée d'une manière précise lors de ce travail de recherche car la campagne d'essais de laboratoires prévue à l'Ecole Centrale de Nantes n'a pu être terminée à temps. Cependant, la thèse de Jian Han qui sera soutenue en 2013 englobera cette synthèse.

II.2.2 Le site de Loon-Plage

II.2.2.1 Situation géographique du site

Le site retenu pour le projet est situé en bordure de la commune de Loon-Plage dans le nord de la France. Ce site a déjà été utilisé comme site expérimental par les laboratoires des Ponts et Chaussées (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Laboratoire Régional de Lille).

Le site est proche d'un autre site expérimental qui se trouve dans la ZIP des Huttes sur un terrain du Port Autonome de Dunkerque et qui a des conditions de sol très similaires. Ce dernier a fait l'objet de plusieurs études notamment des essais de pieux dans le cadre d'un programme de recherche du CLAROM où 4 pieux de 324 mm de diamètre ont été battus à une pénétration de 11 et 22 m puis chargés en traction et en compression (Brucy et al.,1991). Ce même site a ensuite servi pour les essais de l'Imperial College de Londres pour des essais de pieux instrumentés sous chargements cycliques (Jardine et Standing., 2000).

Bien que mis à disposition par le Grand Port de Dunkerque, le site des Huttes n'a pu être utilisé en raison du risque lié à la potentielle présence d'engins explosifs et à l'évolution de la règlementation dans ce domaine.

Toutefois la grande similitude des caractéristiques du sable des Flandres présent sur les deux sites permet de bénéficier des résultats de tous les travaux antérieurement effectuées notamment les essais cycliques de (Jardine et Standing, 2000). Le programme initialement envisagé pour les pieux battus a pu être réduit de ce fait.

La zone pressentie pour la mise en place des pieux SOLCYP a été délimitée à proximité des zones précédemment utilisées pour les programmes de recherche antérieurs (Figure II-7).

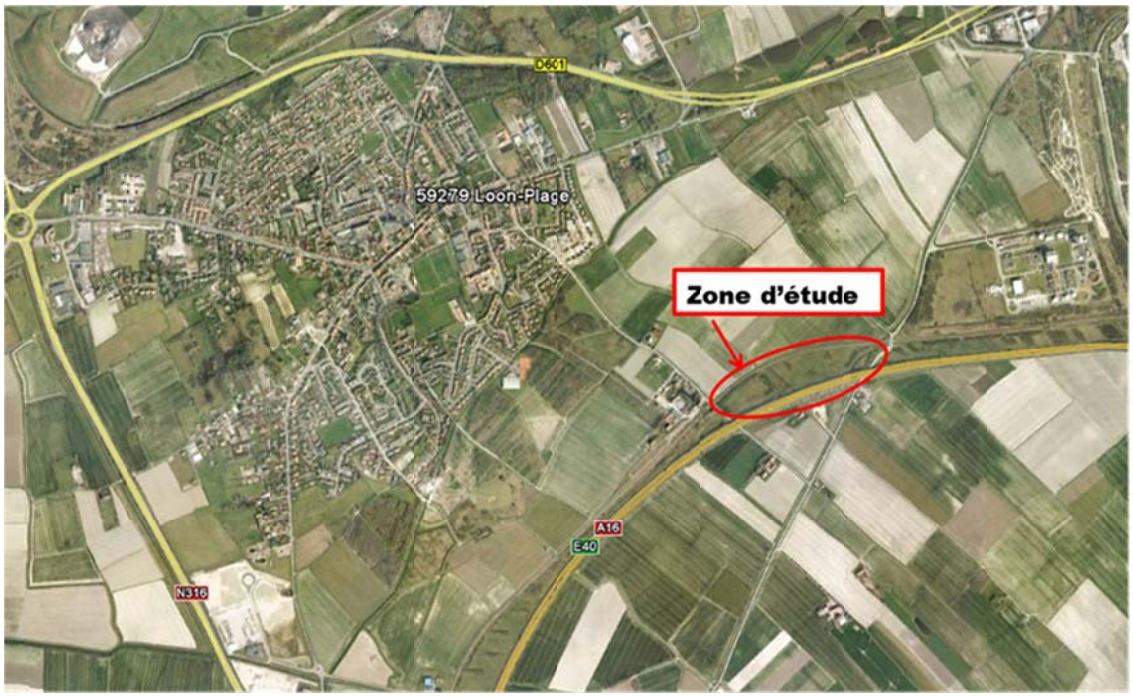


Figure II-7 : Zone d'essais de pieux à Loon-Plage.

II.2.2.2 Contexte géologique du site

L'examen de la carte géologique de la France à l'échelle 1/50 000, feuille 3-4 de Dunkerque-Handschoote, montre que la succession stratigraphique des terrains peut être schématisée ainsi :

- Formations du Quaternaire : dépôts marins constitués par des sables grossiers jaunâtres très coquilliers, passant vers le bas à des sables verdâtres coquilliers, l'ensemble étant surmonté par un limon brunâtre.
- Formations du Tertiaire : l'Yprésien représenté par une argile plastique ou finement sableuse, grise à gris verdâtre ou gris bleuté (Argile des Flandres).

II.2.2.3 Investigations du site

La zone d'essais a fait l'objet d'une reconnaissance spécifique (dont l'emplacement est présenté dans la Figure II-16) se décomposant comme suit:

- 1 relevé des anomalies magnétiques sur une superficie de 972m² au moyen de la méthode de mesure du gradient magnétique en vue de la détection

éventuelle d'objets métalliques enterrés (engins non explosés de la dernière guerre);

- 4 essais au pénétromètre statique à pointe électrique (CPT 1, 2, 4 et 5) de type standard selon la norme NFP 94-113 descendus à 20 m de profondeur permettant de mesurer en continu les caractéristiques mécaniques des sols traversés.
- 1 essai au pénétromètre statique (CPTu 3) de type piézocône selon la norme NFP 94-119 descendu à 18,38 m de profondeur permettant de mesurer en continu (tous les cm) les caractéristiques mécaniques des sols traversés. Cet essai a comporté un essai de dissipation à 13m de profondeur.
- 2 essais au pressiomètre Ménard (PR1 et PR2) descendus jusqu'à 18 m de profondeur avec une mesure tous les mètres.
- 3 carottages continus avec prélèvements jusqu'à 18 m de profondeur.

La pression limite nette pressiométrique et la résistance de pointe pénétrométrique mesurées en fonction de la profondeur sont présentées sur la Figure II-8.

La formation est latéralement homogène et se caractérise par des valeurs de résistance au cône q_n croissant de 5 à 40MPa vers 8 m de profondeur pour se stabiliser ensuite entre 30 et 50MPa jusque vers 11,5m. Entre 12 et 16,5m se trouve une couche d'argile molle qui fait brutalement chuter les caractéristiques mécaniques.

Cette couche, de faibles caractéristiques mécaniques, a influencé notre dimensionnement des pieux notamment en compression. En effet, pour pouvoir mobiliser complétement la résistance de pointe, on a choisi de raccourcir les pieux qui sont testés en compression d'au moins 3 diamètres.

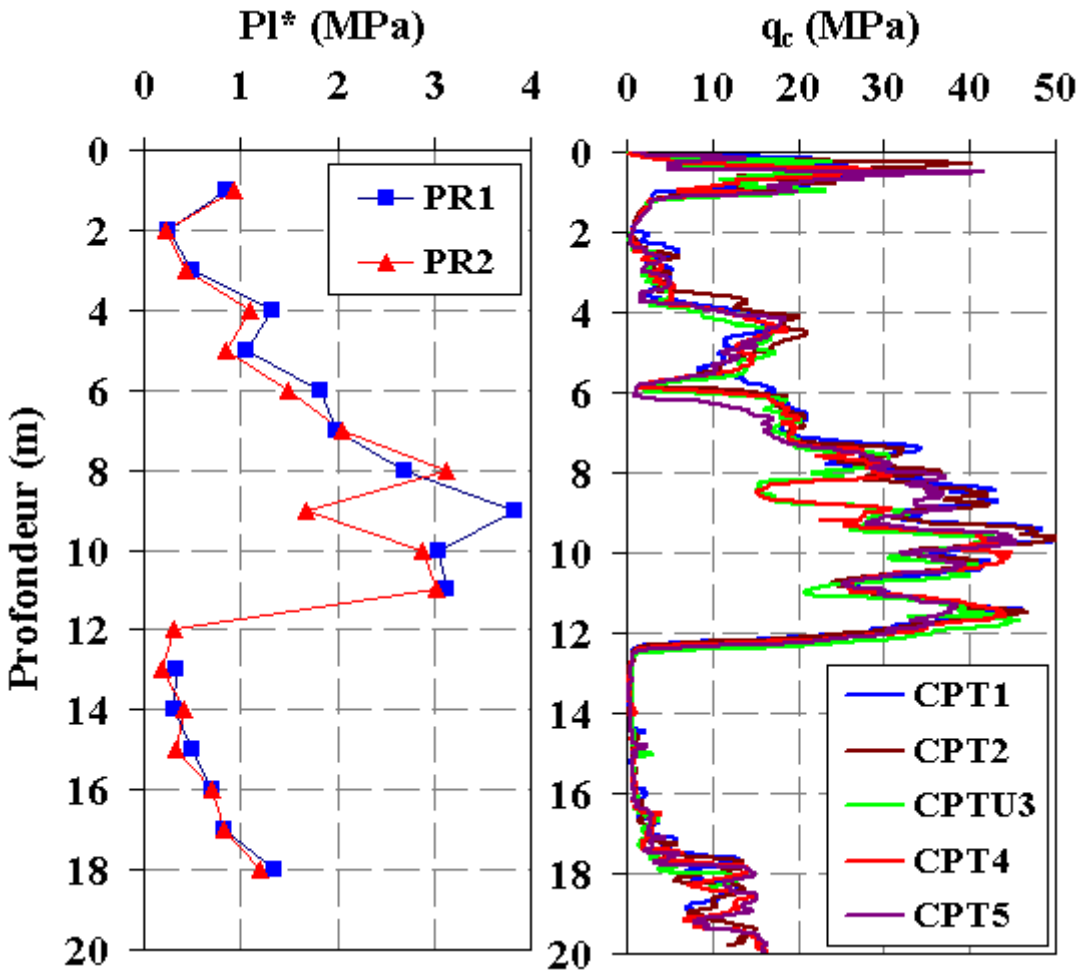


Figure II-8 : Variation de la pression limite nette (Pl*) et la résistance de pointe (qc) en fonction de la profondeur (site de Loon-Plage).

II.2.2.4 Caractéristiques géotechniques

L'identification du sol lors des carottages et l'interprétation des essais in situ révèle la stratigraphie synthétisée dans le Tableau II-2.

Tableau II-2 : Site de Loon-Plage. Stratigraphie dans la zone des pieux SOLCYP

Profondeur (m)	Description
0,0 – 0,6 m	Vestiges d'un ancien remblai : briques, béton dans Sable verdâtre
0,6 – 2,2 m	Argile légèrement sableuse gris-vert foncé.
2,2 – 11,5 m	Sable gris très fin.

11,5 –16,5 m	Argile molle olive-gris foncé légèrement sableuse
16,5– 18 m	Sable fin gris légèrement argileux

Les essais granulométriques au tamisage suivant la norme NF P 94-056 ont été réalisés sur le sol pour différents niveaux (Figure II-9).

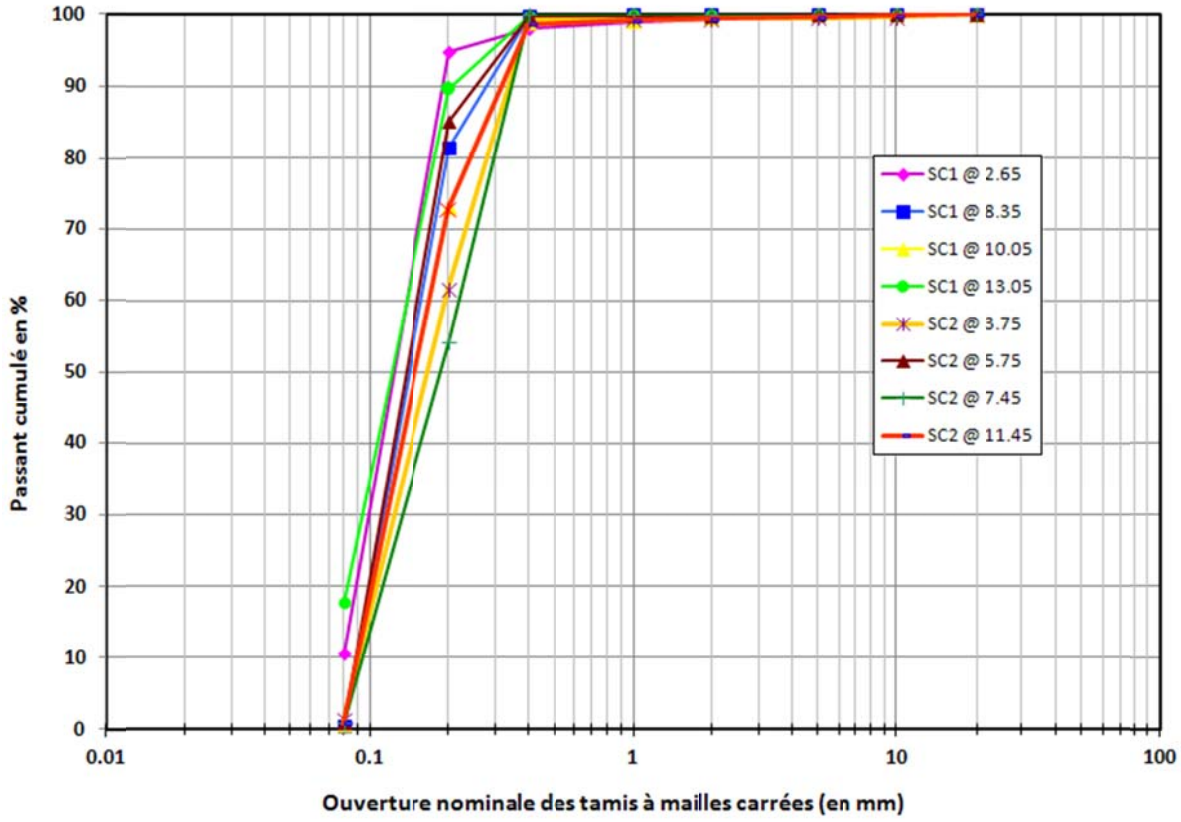


Figure II-9 : Courbes granulométriques du sable de Loon-Plage à différentes profondeurs

Le sable est un sable siliceux très fin (D_{50} voisin de 0,15 mm) avec coefficient de courbure C_C moyen est de 1,95 et le coefficient d'uniformité C_U est égal à 0,98, ce qui classe le sol selon USCS/LCPC en sable propre mal gradué.

L'interprétation des CPT par la méthode de Jamiolkowski et al. (2003) (Figure II-10) conduit à un indice de densité I_D compris entre 0,7 et 0,9 (sable dense à très dense).

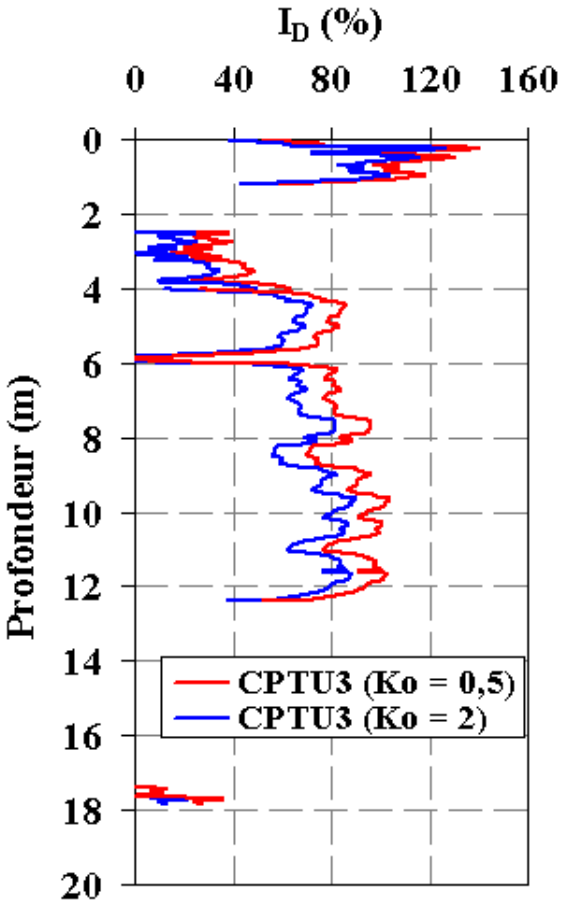


Figure II-10 : Profils pénétrométriques à Loon-Plage : résistance au cône qc et indice de densité I_D.

Chow (1997) a indiqué que les grains du sable, dans la zone adjacente, sont de forme arrondis et se composent en moyenne de 84% de quartz, 8% d'albite et de microcline et 8% de fragments de coquille (CaCO3). La densité relative est forte: elle a trouvé des valeurs proches de 100% de 0 à 2 m et une moyenne d'environ 75% à plus grande profondeur.

Une interprétation à partir des essais CPT est montrée dans l'Annexe AII-2, Elle permet de visualiser en fonction de la profondeur, la variation du poids γ volumique, de la teneur en eau w, et de la densité relative.

Kuwano (1999) a effectué des essais de cisaillement direct et a montré sur la Figure II-11 que l'angle de frottement interne moyen du sable de Dunkerque est de

31,1° et l'angle de cisaillement d'interface sol-acier (semblable à l'interface des pieux battus) à une valeur d'environ de 26,8°.

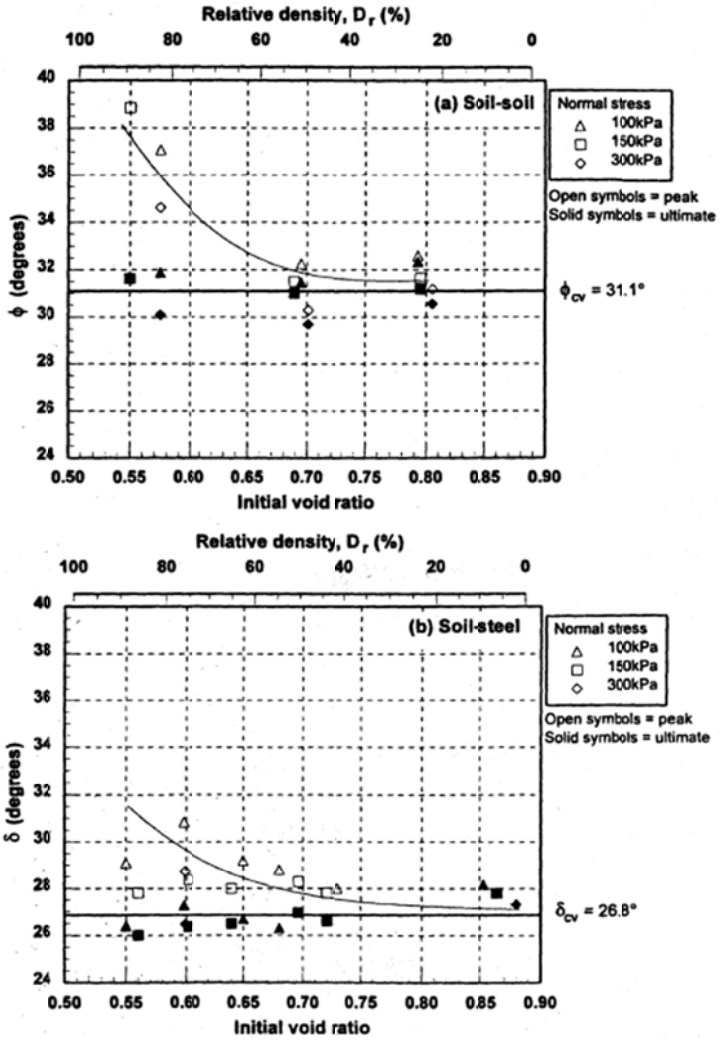


Figure II-11 : Angle d'interface sol-sol et sol-acier (Kuwano, 1999)

II.3 LES PIEUX EXPERIMENTAUX

II.3.1 Les types de pieux choisis

II.3.1.1 Les pieux refoulants

La première phase d'installation a consisté à battre des pieux métalliques tubulaires à l'aide des marteaux hydrauliques de type IHC (Figure II-12). Un avant trou de 600 mm de diamètre jusqu'à 4m de profondeur a été effectué à l'endroit de chaque pieu refoulant afin de pouvoir guider le battage.

Figure II-12 : Battage d'un pieu métallique tubulaire (Merville)

II.3.1.2 Les pieux forés non refoulants

Les pieux non refoulants ont été mis en place en utilisant la technique de la tarière creuse qui consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur d'au moins égale à celle du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser en injectant du béton par l'axe creux.

Cette technique ne permet la pose des armatures qu'après le bétonnage. Les cages ont été insérées dans le béton frais soit sous leur seul poids propre soit à l'aide d'une pression extérieure en tête (poussée par le godet de la pelle mécanique ou assistance d'un vibreur).

Deux types de tarières ont été utilisés : type 2 et 3 au sens du DTU13.2 et de la Norme NFP 11-. 212. La tarière de type 3 (Figure II-13) correspond à la tarière type 2 équipée en plus d'un tube de bétonnage télécopiable (rétracté pendant le forage et plongeant par gravité dans le béton pendant le bétonnage) afin d'assurer une bonne répartition du béton le long du forage et une meilleure fabrication de la pointe de pieu.

Figure II-13 : La tarière creuse en action et avec tube de bétonnage déployé

Les capteurs hydrauliques de la machine permettent la production d'une fiche d'enregistrement des opérations relatives à chaque pieu : le couple de rotation, la vitesse d'avancement, la vitesse de remontée, la pression de bétonnage et le profil du pieu.

Ces fiches d'exécution nous ont permis de s'assurer de la bonne conformité des pieux en matière d'uniformité et de dimensions.

II.3.1.3 Les pieux forés partiellement refoulants –dits «pieux SPIRE»

Le pieu « SPIRE » est un procédé de pieu moulé dans le sol, réalisé par refoulement, sans vibration et sans extraction de sol. Ce type de pieu est exécuté à l'aide d'un outil aléseur qui pénètre dans le sol par une action combinée de rotation et vérinage et qui est constitué d'un tube et d'un outil hélicoïdal à âme creuse à double effet.

Ce type de pieu vissé-moulé refoule et comprime le terrain essentiellement lors du vissage. Les caractéristiques du vissage (couple de rotation et vitesse d'avancement) ainsi que la fiche d'enregistrement du bétonnage des pieux sont produits par la machine.

Le bétonnage et la pose des armatures sont réalisés de la même manière que pour la technique de la tarière creuse. La Figure II-14 montre une photo de la réalisation de ce type de pieu.

Figure II-14 : Réalisation d'un pieu vissé moulé (Franki Fondation)

II.3.2 Les pieux de Merville

Trois types de pieux-tests ont été réalisés durant la semaine du 15 mars 2011 :

- 4 pieux forés réalisés à la tarière creuse de longueur totale L=13,5 m (tête située à 0,5 m au-dessus du niveau de sol) et de diamètre D = 420 mm. Ces pieux sont désignés par la lettre F.
- 4 pieux battus de type tube métallique fermé à la base de longueur totale L=15 m (tête située à 2 m au-dessus du niveau de sol), de diamètre D = 406mm et d'épaisseur e = 15 mm. Ces pieux sont désignés par la lettre B.
- 2 pieux vissés de longueur totale L=13,5 m (tête à 0,5m au-dessus du niveau du sol) et de diamètre D = 420 mm. Ces pieux sont désignés par la lettre S.

La disposition générale des pieux est indiquée sur la Figure II-15.

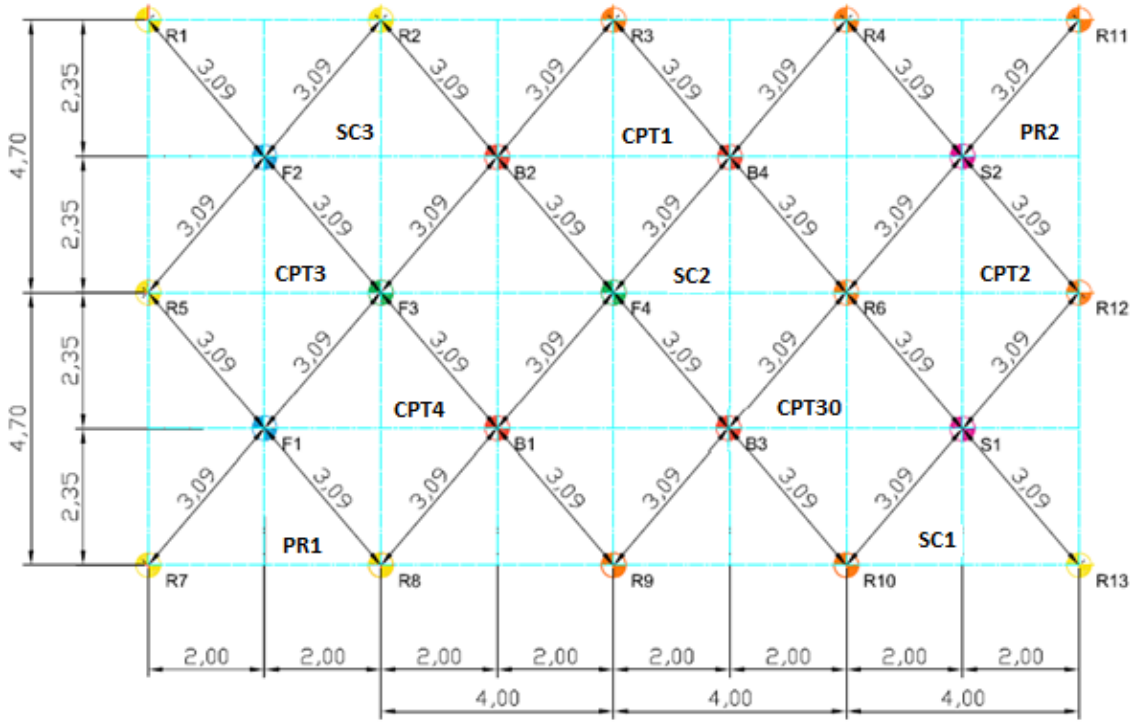


Figure II-15 : Configuration du plot d'essais de pieux de Merville (Fi = pieu test de type foré; Bi = pieu test de type battu; Si = pieu test de type vissé, SCi= carottages continus, CPTi= pénétromètre statique, PRi=pressiomètre Ménard)

Pour effectuer un essai de chargement sur un pieu-test, il faut disposer de 4 pieux de réaction. On a admis que compte tenu du faible niveau de chargement induit, certains pieux-tests pourraient servir de pieux de réaction. Au total, 13 pieux de réaction (désignés par la lettre R) de même dimensions que les pieux forés tests ont été réalisés à la tarière creuse, soit un nombre total de 23 pieux pour l'ensemble du plot.

Chaque pieu-test est équipé de 1 (pieux forés et vissés) ou 2 (pieux battus) tubes de réservation pour la mise en place d'extensomètres amovibles. Les pieux forés et vissés - qu'il s'agisse de pieux- tests ou de pieux de réaction - sont en outre équipés de dispositifs de renforcement et de transmission des efforts. Ces dispositifs varient d'un type de pieu à un autre et sont fonction du mode de sollicitation.

Les équipements inclus dans tous les pieux tests de Merville sont présentés en Annexe AII-3.

II.3.3 Les pieux de Loon-Plage

À Loon-Plage, on a testé deux types de pieux qui ont été mis en place durant la semaine du 15 novembre 2011:

- 5 pieux forés réalisés à la tarière creuse de diamètre D = 420 mm (deux pieux de longueur de fiche L=8 m destinés aux essais en compression et trois pieux de longueur de fiche L=10,5 m destinés aux essais en traction). Ces pieux sont désignés par la lettre F et ils ont une tête de 0,5m de hauteur hors sol.
- 2 pieux battus de type tube métallique fermé à la base de longueur totale L=13+2 m (fiche de 13 m et tête située à 2 m au-dessus du niveau de sol), de diamètre D = 406mm et d'épaisseur e = 14mm. Ces pieux sont désignés par la lettre B.

En utilisant certains pieux-tests comme pieux de réaction, on a mis en en place un nombre total de 18 pieux pour l'ensemble du plot dont 11 pieux de réactions (désignés par la lettre R) ont été réalisés à la tarière creuse de même diamètre que les pieux forés tests :

- 5 pieux forés de longueur de fiche L=8 m destinés aux réactions en compression.
- 6 pieux forés de longueur de fiche L=12 m destinés aux réactions en traction et compression.

La disposition générale des pieux est indiquée sur la Figure II-16.

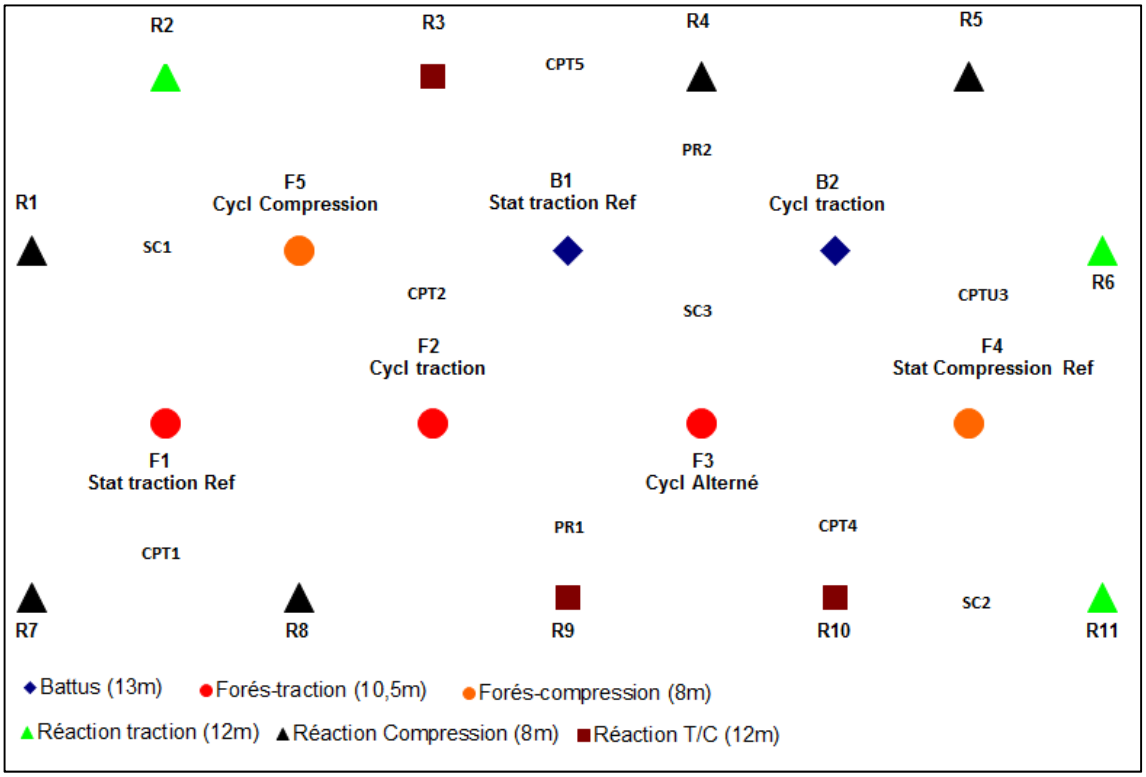


Figure II-16 : Configuration du plot d'essais de pieux de Loon-Plage (Fi = pieu test de type foré; Bi = pieu test de type battu; SCi= carottages continus, CPTi= pénétromètre statique, PRi=pressiomètre Ménard)

Chaque pieu-test est équipé de 1 (pieux forés) ou 2 (pieux battus) tubes de réservation pour la mise en place d'extensomètres amovibles. Les pieux forés et vissés - qu'il s'agisse de pieux-tests ou de pieux de réaction - sont en outre équipés de dispositifs de renforcement et de transmission des efforts. Ces dispositifs varient d'un type de pieu à un autre et sont fonction du mode de sollicitation.

Les équipements inclus dans tous les pieux tests de Loon-Plage sont présentés en Annexe AII-4.

II.4 DISPOSITIF EXPERIMENTAL

II.4.1 Équipements utilisés pour le chargement

II.4.1.1 Vérin statique

Le vérin hydraulique qui a été utilisé pour le chargement statique était à simple effet et pouvait aller jusqu'à une charge maximale de 300 tonnes. Les dimensions du vérin sont : diamètre = 356 mm; hauteur = 765 mm. La course est de 300 mm.

Ce vérin (Figure II-17) était associé à une rotule pour pouvoir appliquer un effort centré et à un peson instrumenté et pour mesurer l'effort appliqué.

Le vérin statique est piloté par une pompe hydraulique manuelle, ce qui rend un peu laborieux le maintien d'un effort constant pendant un palier de chargement de longue durée. Les fluctuations mesurées sont de l'ordre de 10 kN.

Figure II-17 : Photo du vérin hydraulique de 300T

II.4.1.2 Vérin cyclique

Le vérin hydraulique utilisé pour appliquer les essais cycliques sur les pieux a une capacité de 100 tonnes, une hauteur de 765 mm et une course de 200mm. Il peut effectuer des essais cycliques à de faibles fréquences (0,05 à 2 Hz).

Ce vérin (Figure II-18a) est équipé d'une rotule et d'un peson, ce qui permet d'appliquer un effort centré et mesuré.

Le pilotage du vérin est effectué par ordinateur. L'effort peut être appliqué en effort contrôlé ou en déplacement contrôlé en spécifiant l'ensemble des paramètres nécessaires tels que la forme du chargement cyclique, le nombre de cycles, la charge moyenne, l'amplitude cyclique, les séquences consécutives etc.

La Figure II-18b illustre le passage d'une séquence à une autre. Une consigne de sécurité en déplacement est programmée afin de bloquer le système en cas de déplacement trop important en cours de séquence.

a)

b)

Figure II-18 : a)Vérin hydraulique cyclique en opération b) Pilotage du vérin

II.4.2 Instrumentation des pieux

II.4.2.1 Battage des pieux métalliques

Les pieux tubulaires en ont été instrumentés pendant le battage à l'aide du système PDA. L'instrumentation en cours de battage consiste à équiper le pieu de jauges de contraintes et d'accéléromètres en partie haute (sous la jupe du marteau) et à enregistrer les données pour chaque coup de marteau. Les paramètres directement accessibles qui permettent de piloter le battage en temps réel sont :

- le nombre de coups ;
- les contraintes induites dans le tube ;
- l'énergie délivrée au pieu.

La Figure II-19 présente le système d'instrumentation de battage : équipement de la section de mesure par deux jauges de contraintes et deux accéléromètres à 180° et système PDA d'enregistrement.

Figure II-19 : Le système d'instrumentation de battage.

Le traitement des signaux d'accélération et de vitesse permet ensuite de déduire la capacité dynamique du pieu (Annexe AII-5 et Annexe AII-6). Celle-ci peut être obtenue de manière globale moyennant certaines hypothèses simplificatrices, puis de manière plus rigoureuse par la méthode dite de calage de signaux.

La verticalité des pieux a été contrôlée au niveau à bulle pendant et après le battage. Elle peut être considérée comme très bonne pour les pieux battus de Merville

(de l'ordre du degré). Pour les pieux de Loon-Plage, la verticalité a été difficile à assurer.

II.4.2.1 Pression interstitielle

Des capteurs de type PAC (Figure II-20) ont été montés sur un des pieux battus de Merville aux profondeurs de 5 et 8m. Les cellules étaient sollicitées par une contre-pression d'air.

Cette instrumentation avait pour but de mesurer les surpressions interstitielles dues au battage et au chargement cyclique ainsi que la dissipation de celles-ci.

Figure II-20 : Cellule PAC installée sur le pieu de Merville

Malheureusement, les vis ont été cisaillées lors du battage par l'augmentation de la force gravitationnelle et aucune mesure fiable n'a pu être réalisée.

II.4.2.2 Déplacements en tête des pieux

Pour mesurer les déplacements en tête du pieu, on a utilisé deux types de capteurs :

- des palpeurs LVDT de 50 mm de course utilisés essentiellement pour le chargement cyclique parce qu'ils ont une linéarité de 0,05% (Figure II-21a).
- des palpeurs LVDT de 125 mm avec une linéarité de 0,1% utilisés pour le chargement statique (Figure II-21b).

La mesure des déplacements était effectuée à l'aide de 4 capteurs décalés de 90°. Cette disposition permet d'assurer la redondance des données, de vérifier la verticalité de l'effort appliqué, et juger de la représentativité de la valeur moyenne.

Figure II-21 : Capteurs LVDT : a) de 50 mm de course b) de 125 mm de course

II.4.2.3 Efforts le long des pieux

Les pieux ont été équipés d'extensomètres amovibles LCPC (Rocher-Lacoste et al., 2011) afin de mesurer la répartition des efforts le long de leur fût.

La technique de l'extensomètre amovible consiste à utiliser des jauges de déformation collées sur un ruban métallique placé dans un tube logement à l'intérieur du pieu. Cette technique assure que les jauges ne subissent pas de sollicitations excessives avant le début de la mesure, ce qui pourrait se produire pour des jauges collées lors du battage ou vibrofonçage d'un pieu métallique ou pour des jauges coulées dans le béton lors du coulage ou du séchage du pieu.

La jauge se déforme donc en même temps que le ruban et permet d'obtenir après étalonnage l'allongement ou le raccourcissement du ruban (avec une précision de +/- 2 μm).

Cette mise en œuvre permet de limiter les facteurs d'influence ou d'erreur sur les résultats de mesure. De plus, l'utilisation d'un dispositif amovible offre une grande souplesse car les jauges sont réutilisables et interchangeables. Par contre la technique ne permet pas d'avoir accès à la mesure des contraintes résiduelles dues à l'installation (cas du battage notamment).

Le dispositif utilisé pour les mesures d'extensomètres est présenté dans la Figure II-22. D

L'effort axial Q_n de chaque tronçon n est calculé à partir de l'équation :

$$Q_n = \xi_n E_n S_n \tag{II-1}$$

E_n: Module de Young du tronçon de pieu
S_n: section transversale du tronçon de pieu
ξ_n : La réponse de la jauge de déformation mesurée au milieu du tronçon.

Le calcul du frottement latéral d'un tronçon Q_{sn} se fait par la différence entre les mesures de deux niveaux de jauges de déformation divisé par la section longitudinale du tronçon ($\pi D_n L_n$) :

$$Q_{Sn} = \frac{Q_{n-1} - Q_n}{\pi D_n L_n} \tag{II-2}$$

La distance entre deux jauges de déformation doit être assez grande pour minimiser l'erreur relative sur la mesure. Cependant, il faut qu'elle soit aussi la plus faible possible pour tenir compte des hétérogénéités locales des terrains.

En se référant aux tests géotechniques et aux fiabilités des jauges de déformation, on a choisi d'établir un espacement de 1m entre les jauges de déformation.

Pour les pieux de Merville, qui ont tous la même longueur de 13m, 12 niveaux de jauges ont été prévus pour chacun des types de pieux: un premier tronçon de 1 m en tête de pieu, un second tronçon de 1,40 m puis 10 tronçons de 1 m de long.

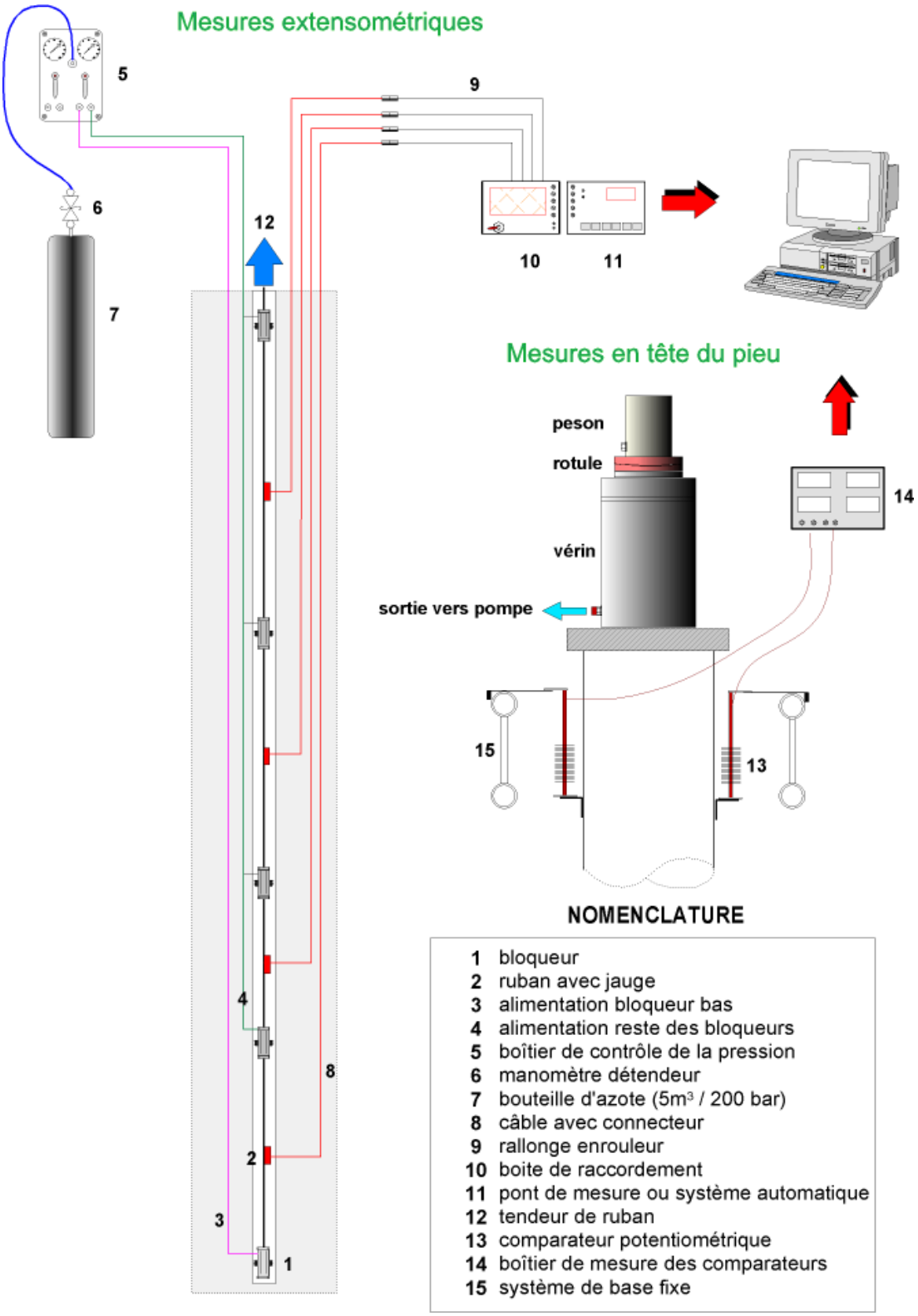


Figure II-22 : Dispositif utilisé pour les mesures d'extensomètres (Rocher-Lacoste et al., 2011)

Pour les pieux de Loon-Plage, le nombre de niveaux de jauges dans un pieu est variable en fonction de sa longueur et en respectant un espacement de 1m entre les jauges de déformation.

Par ailleurs, pour les deux expérimentations, l'instrumentation installée dans les 4 premiers tronçons des pieux battus ne sera pas prise en compte car il n'y a pas de frottement mobilisé sur ces 4 mètres de pré-forage réalisé pour guider le battage du pieu.

La Figure II-23 montre des photos de l'extensomètre amovible et son montage dans un pieu.

La Figure II-24 présente un schéma descriptif de l'instrumentation des pieux de Merville. Le principe de l'instrumentation des pieux de Loon-Plage est identique pour les pieux battus et différente pour les pieux forés avec un nombre moindre de jauges puisque les pieux utilisés sont de longueurs inférieures (Figure II-25).

Figure II-23 : Photos de l'extensomètre amovible

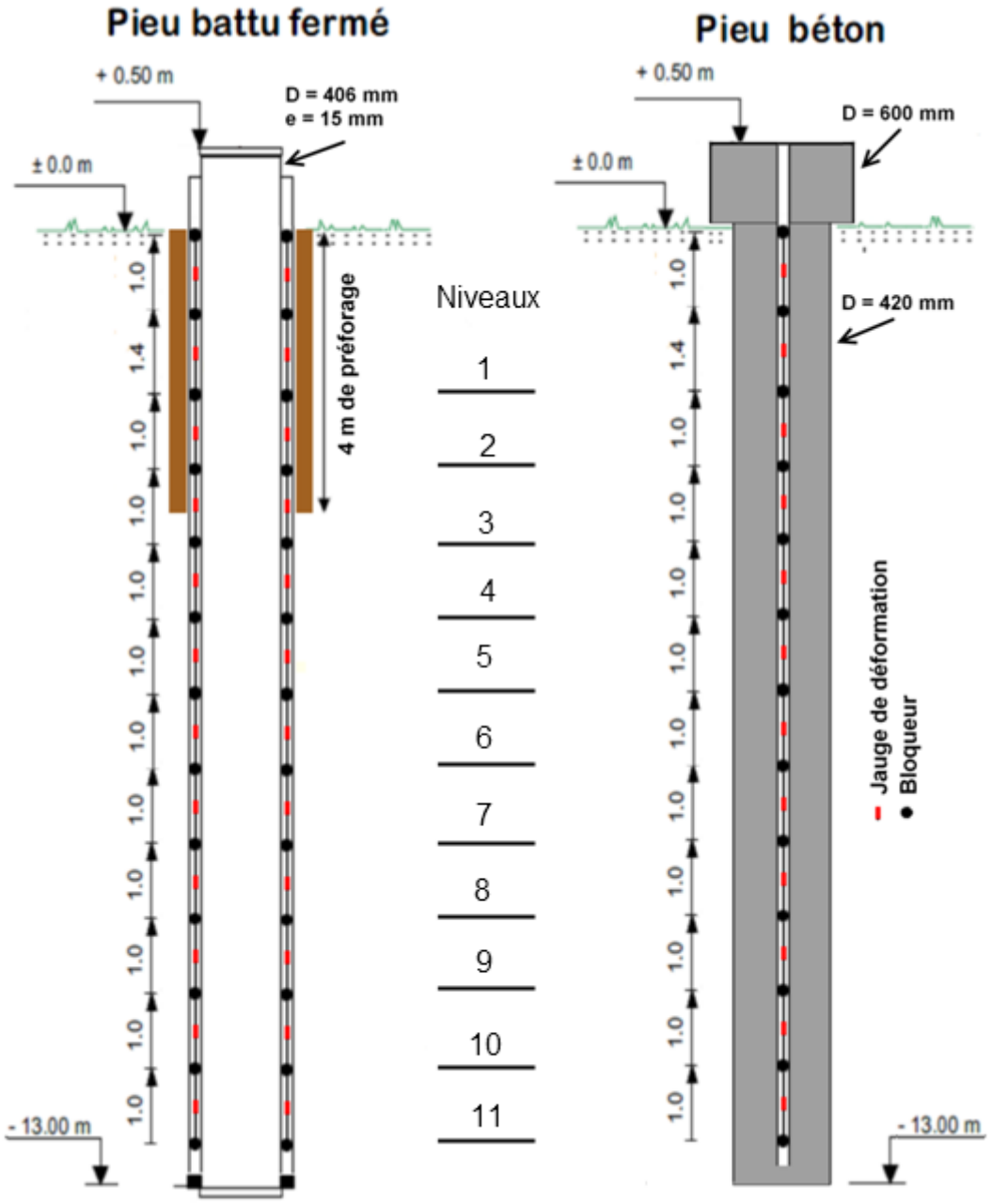


Figure II-24 : Schéma descriptif de l'instrumentation des pieux de Merville

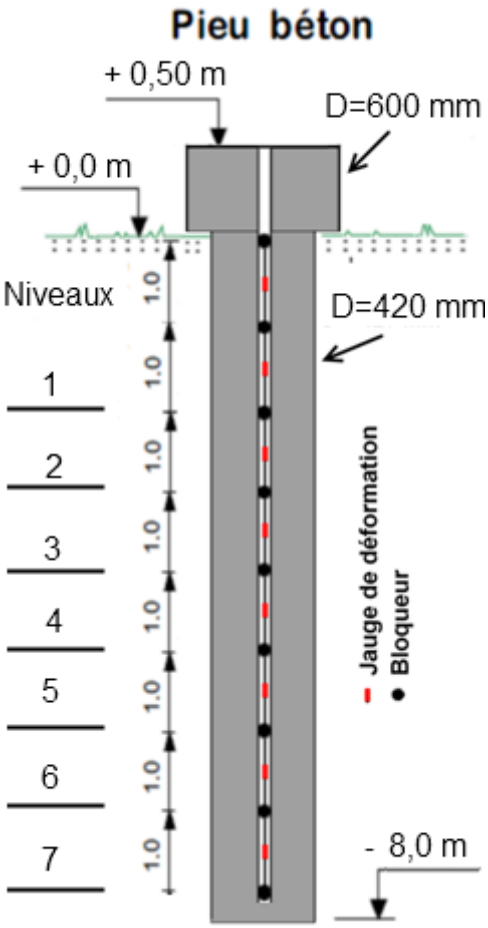


Figure II-25 : Schéma descriptif de l'instrumentation des pieux forés en compression de Loon-Plage

II.4.3 Les systèmes de réaction

II.4.3.1 Montage d'un essai de chargement en compression

Lors de l'essai de chargement en compression, le massif de réaction subit de la traction. Pour appliquer un effort de compression en tête du pieu, le vérin pousse la poutre vers le haut. Cet effort de poussée est transféré par l'intermédiaire des traverses aux barres ancrées dans les pieux de réactions sous forme de traction.

Ce montage (Figure II-26) est identique pour les essais statiques et cycliques en changeant seulement le vérin.

Figure II-26 : Photo du montage d'un essai de chargement en compression

II.4.3.2 Montage d'un essai de chargement en traction

Pour cet essai, le dispositif est inversé par rapport à l'essai de compression. Le vérin est placé au-dessus de la poutre et applique l'effort de traction via les barres qui sont boulonnés à la tête du pieu. Cet effort appliqué par le vérin est transmis par la poutre et les traverses aux quatre pieux de réaction sous forme de compression (Figure II-27).

Figure II-27: Photo du montage d'un essai de chargement en traction

II.4.3.3 Montage d'un essai de chargement cyclique alterné

Le montage (Figure II-28) de cet essai a nécessité deux vérins. Le vérin statique au-dessus de la poutre et le vérin cyclique en dessous de celle-ci.

Dans ce système, le vérin cyclique agit en opposition par rapport au vérin statique. Ce dernier est relié à un accumulateur air/huile (Figure II-29) qui permet de compenser toute variation d'effort générée par le vérin cyclique et donc d'appliquer un effort de référence constant. Cet effort de référence peut être réglé par ajustement de la pression de l'accumulateur.

Ce type de montage ne fonctionne que si la valeur maximale du chargement cyclique de compression dépasse celle l'effort statique appliqué en traction.

De plus, les pieux de réaction devaient sortir d'au moins un mètre au-dessus du sol afin de pouvoir les fixer aux traverses et laisser suffisamment de place pour positionner le vérin cyclique en dessous de poutre.

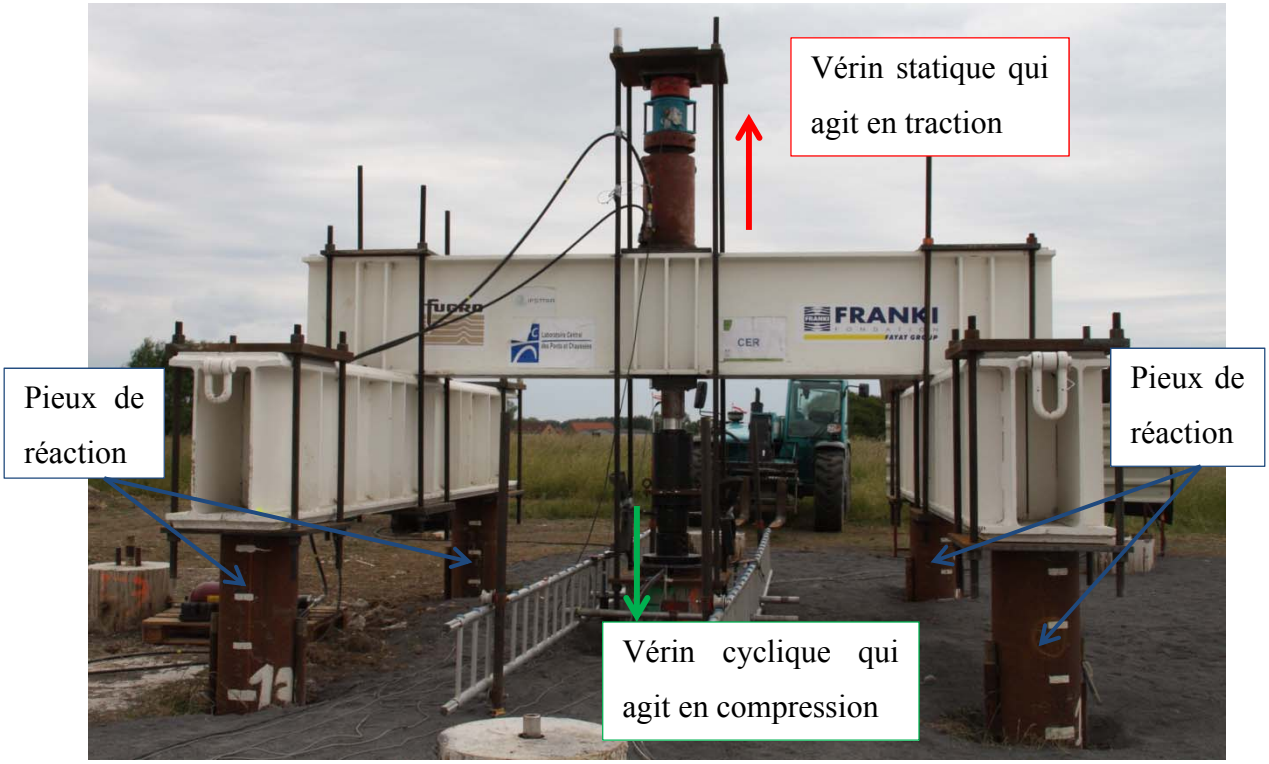


Figure II-28 : Photo du montage d'un essai de chargement cyclique alterné

Figure II-29 : Photo de l'accumulateur

II.4.4 Acquisition des données

L'étude du comportement des pieux sous chargement cyclique implique une grande vitesse d'acquisition des données et une très faible inertie des instruments de mesure.

Le système d'acquisition choisi est équipé de 30 voies de mesure. Il permet d'enregistrer la réponse des quatre capteurs de déplacement, du peson (force appliquée par le vérin) et des extensomètres amovibles.

Pour avoir une précision adéquate, on a choisi d'effectuer :

- 1 mesure par seconde pour l'essai statique;
- 1 à 50 mesures par capteur par cycle.

Les mesures des capteurs y compris les 4 capteurs de déplacement (Figure II-30) et les 24 jauges de déformation (Figure II-31) installées dans les tubes logements, étaient visualisées en temps réel.

La précision obtenue sur les résultats dépend de la précision sur la lecture et l'enregistrement des données et de la façon dont l'ensemble intervient dans le calcul s'il y a lieu. Le Tableau II-3 présente l'ensemble des données mesurées et calculées.

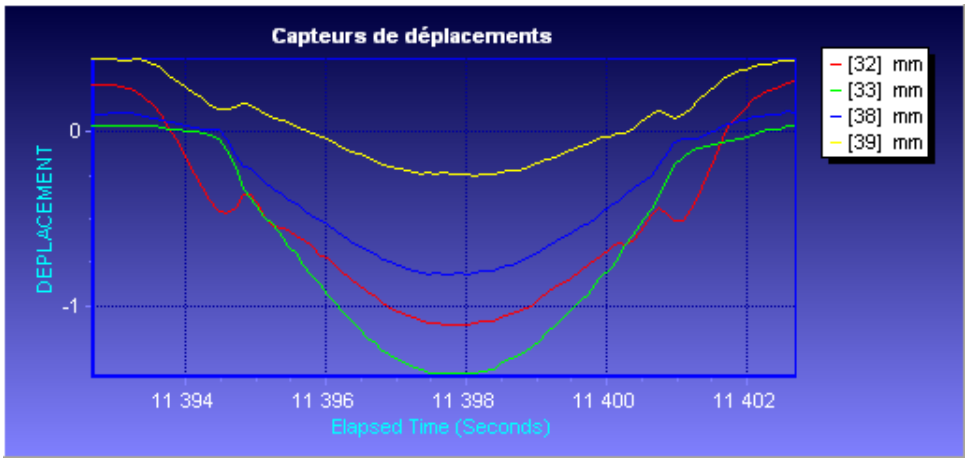


Figure II-30 : Mesure en temps réel des 4 capteurs de déplacement.

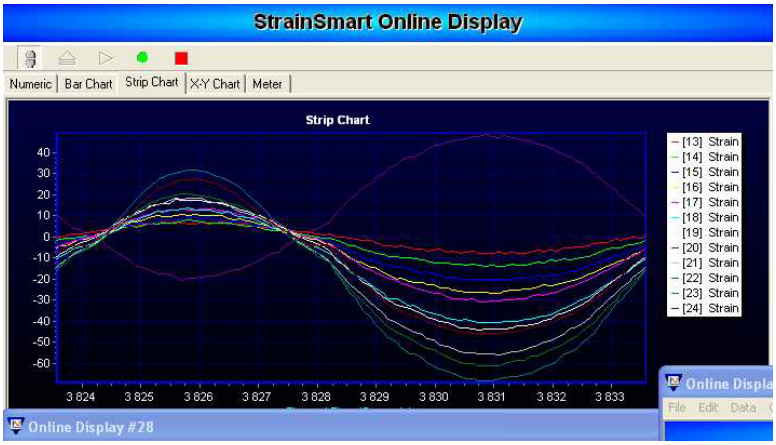


Figure II-31 : Mesure en temps réel d'un des trains de jauges pendant une séquence cyclique.

Tableau II-3 : L'ensemble des données mesurées et calculées

Type de résultats	Méthode
Effort en tête du pieu Q_0 [kN]	Mesure directe
Effort dans le pieu au niveau i Q_i [kN]	$Q_i = \xi_i E_i S_i$ ξ_i : déformation de la jauge de l'extensomètre mesurée, corrigée par le facteur d'étalonnage et la longueur du câble. Dans le cas des pieux battus, on prend la moyenne des deux déformations.
Déplacement en tête du pieu Z_0 [mm]	Mesure directe
Déplacement local au niveau du tronçon n Z_n	$Z_n = Z_0 - \frac{Q_0 l_0}{ES} - \sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2ES}\right).l$
Frottement latéral du tronçon n entre les niveaux i et i+1	$F_n = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{\pi D_n L_n}$
Rigidité cyclique du pieu K_c	$K_c = \frac{Q_{\max} - Q_{\min}}{Z_{\max} - Z_{\min}}$

II.5 APPROCHE EXPERIMENTALE

II.5.1 Types d'essais

Pour atteindre les objectifs fixés, on a effectué différents types d'essais de chargements :

- statiques de référence en compression
- statiques de référence en traction
- statiques rapides en compression
- statiques rapides en traction
- cycliques répétés en compression
- cycliques répétés en traction
- cycliques alternés

II.5.1.1 Les essais statiques de référence

Le principe des essais statiques de pieu isolé sous charge axiale est défini dans la norme NF P94-150-1 pour les essais de compression et dans la norme NF P94-150-2 pour les essais de traction.

L'essai consiste à appliquer un chargement par palier, $Q_{o,}$ sur la tête du pieu, puis à mesurer les déplacements en tête Z_o correspondants. C'est un essai qui est exécuté à force contrôlée et consiste à charger le pieu par incréments ΔQ égaux à approximativement 10% de la capacité théorique Q_l (estimée par les méthodes prévisionnelles de calcul) et à maintenir chaque incrément de charge pendant 1 heure. Il permet de déterminer la charge ultime Q_u (de référence) qui correspond à celle qui génère un déplacement en tête de 10% du diamètre. Il permet aussi de déterminer la charge critique de fluage conventionnelle Q_f.

Ces essais ont fourni les charges ultimes des différents types de pieux en compression et en traction.

L'instrumentation à l'aide d'extensomètres amovibles disposés régulièrement le long du fût du pieu a permis de connaître la distribution des efforts en fonction de la profondeur et la répartition entre frottement latéral et effort de pointe.

II.5.1.2 Les essais statiques rapides

Cet essai est similaire à l'essai statique de référence mais il est exécuté avec des montées en charges qui durent 20 s et des paliers qui durent seulement 180 s. On a choisi de réaliser ce type d'essai, d'une part, pour étudier l'effet de la vitesse de chargement sur la capacité portante des pieux installés dans l'argile et, d'autre part, pour estimer la dégradation de la capacité portante après chaque série de cycles. Le temps très court de réalisation permet de faire systématiquement un essai statique avant et après chaque chargement cyclique (ou série de chargements cycliques).

II.5.1.3 Les essais cycliques répétés

Comme expliqué dans la section I.2.1, l'essai cyclique répété est un essai dans lequel il n'y a pas inversion de la charge en cours de cycles (Q_{max} et Q_{min} sont de même signe). Dans ce programme, on a réalisé des essais répétés en compression et en traction.

La plupart des essais de chargements cycliques ont été réalisés à la fréquence de 0,5 Hz qui est apparue un bon compromis pour rester dans le domaine quasi-statique (pas d'effet inertiel sur le système) tout en permettant de réaliser des nombres de cycles importants dans une journée de test. Quelques essais ont été effectués à 0,1 et 1Hz pour étudier (marginalement) l'effet de la fréquence sur la réponse des pieux sous chargements cycliques.

Différentes combinaisons de chargement ont été enchaînées (du facteur de sécurité de 3 ou 2 jusqu'à la charge ultime) afin de permettre à terme le développement de lois de dégradation et étudier l'influence de la charge moyenne et de l'amplitude cyclique sur l'accumulation du déplacement en tête du pieu.

II.5.1.4 Les essais cycliques alternés

La philosophie des essais cycliques alternés reste identique à celle des essais répétés en matière de fréquence utilisée, valeur maximale Q_{max} atteinte et coefficient de

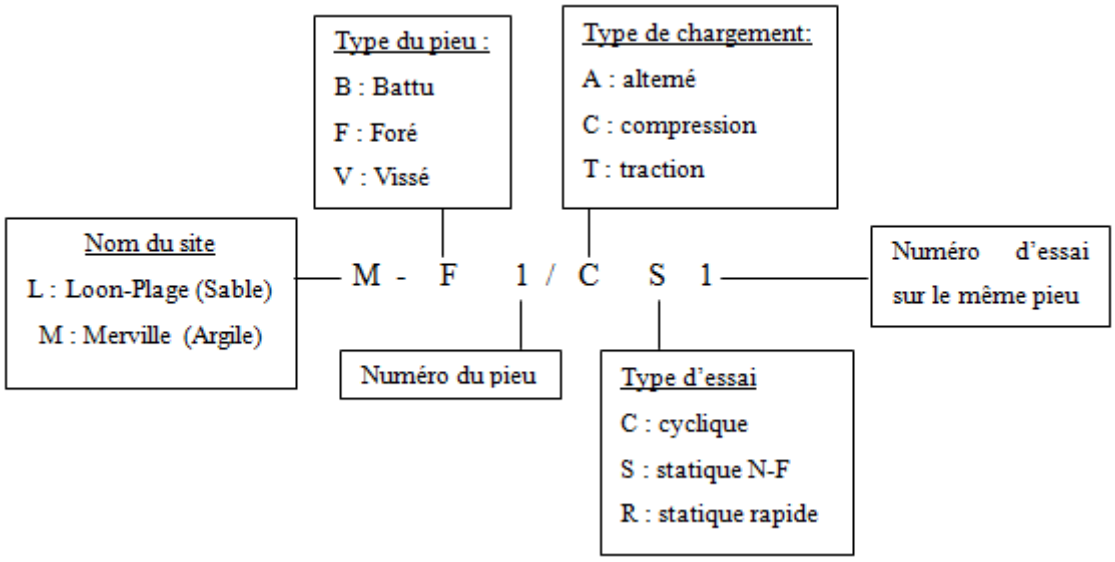
sécurité. Toutefois, dans ce type d'essais, il y a changement du signe de la charge appliquée (passage de compression en traction et vice-versa lors de chaque cycle).

Au total, trois types d'essais alternés ont été réalisés :

- symétriques : les charges Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé et de même grandeur.
- non symétriques-compression : les charges Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé mais la composante en compression est plus grande.
- non symétriques-traction : les charges Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé mais la composante en traction est plus grande.

II.5.2 Nomenclature des essais

Pour définir chaque essai, une nomenclature a été définie. Elle est décrite et illustrée sur l'exemple de l'essai M-F1/CS1.



II.5.3 Procédures expérimentales

Les procédures expérimentales suivies pour chaque type de pieu se divisent en deux catégories :

La première s'inspire de la procédure type ci-après:

1- Exécution de l'essai statique NF (S) avec des paliers de 1 heure pour définir la charge ultime du pieu.

2- Réalisation d'un essai statique rapide (R) avec paliers de 3 minutes pour étudier l'effet de vitesse. La charge statique à la rupture Qu de l'essai (R) est prise comme charge de référence pour la définition de la séquence cyclique suivante.

3- Exécution d'une série d'essais de chargements cycliques dont la valeur maximale Q_{max} ne dépasse pas 1/3 puis 1/2 de la résistance ultime du pieu Q_u. Elle est réalisée à une fréquence de 0,5 Hz. Le but de ce type d'essais est de montrer que le pieu reste stable lorsqu'il est sollicité par des charges opérationnelles (Facteur de Sécurité de 3 ou 2).

Différentes combinaisons de chargements ont été appliquées jusqu'à la rupture selon le critère défini (grands déplacements). Pour étudier l'effet de la fréquence, on a utilisé deux autres fréquences 0,1 Hz et 1 Hz.

4- Exécution d'un nouvel essai statique rapide (R) après une rupture sous cycle pour évaluer la dégradation de la capacité portante.

Si le pieu n'a pas subi une dégradation importante de sa capacité ou un déplacement cumulatif important, on refait la deuxième partie de l'étape 3 ainsi que l'étape 4.

En ce qui concerne la deuxième procédure, elle ne peut être effectuée qu'après l'exécution de la première sur un autre pieu puisque c'est cette dernière qui nous permet de déterminer la charge ultime d'un type de pieu.

Dans cette procédure, on réalise sur un pieu vierge :

1- un chargement cyclique dont la valeur maximale Q_{max} approche voire dépasse la charge de fluage de pieu. Le but de ce type d'essai est

d'amener le pieu à la rupture sous un nombre de cycles limité et étudier son comportement sans l'influence de l'histoire de chargement.

2- un essai statique rapide (R) après une rupture sous cycle pour évaluer la dégradation de la capacité portante en le comparant avec celui de l'étape 2 de la procédure 1 sur le même type de pieu.

3- différentes combinaisons de chargements jusqu'à la rupture selon le critère défini (grands déplacements).

4- un nouvel essai statique rapide (R) après une rupture sous cycle pour évaluer la dégradation de la capacité portante.

Si le pieu n'a pas subi une dégradation importante de sa capacité ou un déplacement cumulatif important, on refait l'étape 3 ainsi que l'étape 4.

II.5.4 Programmes expérimentaux

Les caractéristiques détaillées des deux campagnes d'essais de chargements cycliques sont présentées respectivement dans le Tableau II-4 pour les essais de Merville et le Tableau II-5 pour les essais de Loon-Plage.

Tableau II-4 : Programme expérimental de Merville

Pieux	Effort	Essai	Dates	Type	f (Hz)	Vm (kN)	Vc (kN)	N cycles
F1	Compression	**Installation**	16/03/2011					
		M-F1/TS1	11/05/2011	Statique NF				
		M-F1/CR1	12/05/2011	Statique rapide				
		M-F1/CC1	12/05/2011	Cyclique (F = 3)	0,5	225	37,5	5000
		M-F1/CC2	12/05/2011	Cyclique (F = 3)	0,5	150	112,5	2500
		M-F1/CC3	12/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	300	75	5000
		M-F1/CC4	12/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	225	150	2500
		M-F1/CR2	13/05/2011	Statique rapide				
		M-F1/CC5	13/05/2011	Cyclique	0,5	300	225	1000
		M-F1/CC6	13/05/2011	Cyclique	0,5	450	225	1000
		M-F1/CC7	13/05/2011	Cyclique	0,5	525	225	200
		M-F1/CR3	13/05/2011	Statique rapide				
F2	Compression	**Installation**	16/03/2011					
		M-F2/CC1	16/05/2011	Cyclique	0,5	450	225	3408
		M-F2/CC2	17/05/2011	Cyclique	0,5	525	225	4834
		M-F2/CC3	17/05/2011	Cyclique	0,5	525	300	2021
		M-F2/CR1	17/05/2011	Statique rapide				
		M-F2/CC4	17/05/2011	Cyclique	0,5	225	180	1013
		M-F2/CC5	17/05/2011	Cyclique	0,5	360	180	1000

		M-F2/CC6	17/05/2011	Cyclique	0,5	360	270	1088
		M-F2/CC7	17/05/2011	Cyclique	0,5	450	270	602
		M-F2/CC8	17/05/2011	Cyclique	0,5	450	360	81
		M-F2/CC9	17/05/2011	Cyclique	0,1	450	360	24
		M-F2/CC10	17/05/2011	Cyclique	0,5	450	360	85
		M-F2/CR2	17/05/2011	Statique rapide				
		M-F2/CC11	17/05/2011	Cyclique	0,1	360	350	502
		M-F2/CC12	17/05/2011	Cyclique	0,5	360	350	478
		M-F2/CC13	17/05/2011	Cyclique	0,5	540	270	159
F3	Traction	**Installation**	16/03/2011					
		M-F3/TC1	09/05/2011	Cyclique	0,5	400	300	500
		M-F3/TC2	09/05/2011	Cyclique	0,1	400	400	100
		M-F3/TC3	09/05/2011	Cyclique	0,5	500	300	200
		M-F3/TR1	09/05/2011	Statique rapide				
		M-F3/TC4	09/05/2011	Cyclique	0,5	500	400	500
		M-F3/TC5	09/05/2011	Cyclique	0,5	500	500	500
F4	Alterné	**Installation**	17/03/2011					
		M-F4/AC1	26/05/2011	Cyclique	0,1	55	207	1000
		M-F4/AC2	26/05/2011	Cyclique	0,1	96	281	2000
		M-F4/AC3	26/05/2011	Cyclique	0,1	108	351	1500
		M-F4/AC4	26/05/2011	Cyclique	0,1	-33	209	130
		M-F4/AC5	30/05/2011	Cyclique	0,1	174	405	400
		M-F4/AC6	30/05/2011	Cyclique	0,1	49	442	3000
		M-F4/AC7	30/05/2011	Cyclique	0,1	54	418	450
		M-F4/AC8	30/05/2011	Cyclique	0,1	-18	373	800
		M-F4/AC9	30/05/2011	Cyclique	0,1	77	416	600
S1	Compression	**Installation**	17/03/2011					
		M-S1/CS1	18/05/2011	Statique NF				
		M-S1/CR1	19/05/2011	Statique rapide				
		M-S1/CC1	19/05/2011	Cyclique (F = 3)	0,5	250	187,5	5000
		M-S1/CC2	19/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	375	250	5000
		M-S1/CC3	19/05/2011	Cyclique	0,5	375	370	1400
		M-S1/CC4	19/05/2011	Cyclique	0,5	500	250	1000
		M-S1/CC5	19/05/2011	Cyclique	0,5	500	375	1000
		M-S1/CC6	19/05/2011	Cyclique	0,5	625	375	1000
		M-S1/CC7	19/05/2011	Cyclique	0,5	500	450	500
		M-S1/CR2	19/05/2011	Statique rapide				
S2	Traction	**Installation**	17/03/2011					
		M-S2/TR1	23/05/2011	Statique rapide				
		M-S2/TC1	24/05/2011	Cyclique (F = 3)	0,5	220	165	5000
		M-S2/TC2	24/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	330	220	5000
		M-S2/TC3	24/05/2011	Cyclique	0,5	330	330	1000
		M-S2/TC4	24/05/2011	Cyclique	0,5	440	220	1000
		M-S2/TC5	24/05/2011	Cyclique	0,5	440	330	1000
		M-S2/TC6	24/05/2011	Cyclique	0,5	440	440	1000
		M-S2/TC7	24/05/2011	Cyclique	0,5	550	330	1000
		M-S2/TR2	25/05/2011	Statique rapide				
		M-S2/TC8	25/05/2011	Cyclique	1	550	220	1000

		M-S2/TC9	25/05/2011	Cyclique	0,5	550	220	500
		M-S2/TC10	25/05/2011	Cyclique	0,1	550	220	500
		M-S2/TR3	25/05/2011	Statique rapide				
B1	Compression	**Installation**	11/03/2011					
		M-B1/CS1	07/05/2011	Statique NF				
		M-B1/CR1	08/05/2011	Statique rapide				
		M-B1/CC1	08/05/2011	Cyclique (F = 3)	0,5	260	187,5	10000
		M-B1/CC2	08/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	400	255	2000
		M-B1/CC3	08/05/2011	Cyclique	0,5	400	380	1200
		M-B1/CC4	08/05/2011	Cyclique	0,5	520	370	1000
		M-B1/CC5	08/05/2011	Cyclique	0,5	500	470	1000
		M-B1/CR2	08/05/2011	Statique rapide				
B2	Compression	**Installation**	11/03/2011					
		M-B2/CC1	23/06/2013	Cyclique		450	400	110
		M-B2/CR1	23/06/2013	Statique rapide				
		M-B2/CC2	23/06/2013	Cyclique		460	430	1000
		M-B2/CC3	23/06/2013	Cyclique		500	490	600
		M-B2/CR2	23/06/2013	Statique rapide				
B3	Traction	**Installation**	14/03/2011					
		M-B3/TS1	15/05/2011	Statique NF				
		M-B3/TR1	16/05/2011	Statique rapide				
		M-B3/TC1	16/05/2011	Cyclique (F = 2)	0,5	330	220	5000
		M-B3/TC2	16/05/2011	Cyclique	0,5	440	220	1000
		M-B3/TC3	16/05/2011	Cyclique	0,5	440	330	1000
		M-B3/TC4	16/05/2011	Cyclique	0,5	440	440	100
		M-B3/TR2	16/05/2011	Statique rapide				
B4	Traction	**Installation**	14/03/2011					
		M-B4/TC0	20/05/2011	Cyclique		900	10	5
		M-B4/TC1	20/05/2011	Cyclique	0,5	500	490	3000
		M-B4/TR1	20/05/2011	Statique rapide				
		M-B4/TR2	20/05/2011	très rapide				
		M-B4/TR3	20/05/2011	Statique rapide				
		M-B4/TC2	20/05/2011	Cyclique	0,5	500	485	94
		M-B4/TR4	20/05/2011	Statique rapide				
		M-B4/TC3	21/05/2011	Cyclique	0,5	270	180	1500
		M-B4/TC4	21/05/2011	Cyclique	0,5	270	260	1000
		M-B4/TC5	21/05/2011	Cyclique	0,5	360	270	1000
		M-B4/TC6	21/05/2011	Cyclique	0,5	450	260	1000
		M-B4/TC7	21/05/2011	Cyclique	0,5	360	340	300
		M-B4/TC8	21/05/2011	Cyclique	0,5	450	340	200
		M-B4/TR5	21/05/2011	Statique rapide				

Tableau II-5 : Programme expérimental de Loon-Plage

Pieux	Effort	Essai	Dates	Type	f (Hz)	Vm (kN)	Vc (kN)	N cycles
F1	Traction	**Installation**	24/10/2011					
		L-F1/TS1	28/02/2012	Statique NF				
		L-F1/TC2	29/02/2012	Cyclique (F = 3)	0,5	160	120	126
		L-F1/TR1	29/02/2012	Statique rapide				
		L-F1/TC3	29/02/2012	Cyclique	0,5	50	30	500
		L-F1/TC4	29/02/2012	Cyclique	0,5	75	50	500
		L-F1/TC5	29/02/2012	Cyclique	0,5	100	50	760
		L-F1/TR2	29/02/2012	Statique rapide				
F4	compression	**Installation**	25/10/2011					
		L-F4/CS1	01/03/2012	Statique NF				
		L-F4/CC1	02/03/2012	Cyclique (F = 2)	0,5	200	147	1879
		L-F4/CR1	02/03/2012	Statique rapide				
		L-F4/CC2	02/03/2012	Cyclique	0,5	400	200	200
		L-F4/CC3	02/03/2012	Cyclique	0,5	400	300	200
		L-F4/CC4	02/03/2012	Cyclique	0,5	500	300	100
		L-F4/CC5	02/03/2012	Cyclique	0,5	500	400	200
		L-F4/CR2	02/03/2012	Statique rapide				
		L-F4/CR3	27/03/2012	Statique rapide				
		L-F4/CC6	27/03/2012	Cyclique	0,5	500	400	38
		L-F4/CC7	27/03/2012	Cyclique	0,5	500	300	300
		L-F4/CR4	27/03/2012	Statique rapide				
F2	Traction	**Installation**	24/10/2011					
		L-F2/TC1	06/03/2012	Cyclique	0,5	320	240	367
		L-F2/TR1	06/03/2012	Statique rapide				
		L-F2/TC2	06/03/2012	Cyclique	0,5	120	80	315
		L-F2/TR2	06/03/2012	Statique rapide				
F5	Compression	**Installation**	25/10/2011					
		L-F5/CC1	08/03/2012	Cyclique	0,5	400	300	15
		L-F5/CC2	08/03/2012	Cyclique	0,5	300	100	5000
		L-F5/CC3	08/03/2012	Cyclique	0,5	400	200	280
F3	Alterné	**Installation**	24/01/2011					
		L-F3/AC1	12/03/2012	Cyclique	0,5	35	125	1000
		L-F3/AC2	12/03/2012	Cyclique	0,1	35	125	50
		L-F3/AC3	12/03/2012	Cyclique	0,5	100	160	1000
		L-F3/TR1	12/03/2012	Statique rapide T				
		L-F3/AC4	12/03/2012	Cyclique	0,5	25	160	1000
		L-F3/AC5	12/03/2012	Cyclique	0,5	-85	100	100
		L-F3/AC6	12/03/2012	Cyclique	0,5	40	160	15
		L-F3/CR2	12/03/2012	Statique rapide C				
		L-F3/AC7	12/03/2012	Cyclique	0,5	35	125	796
		L-F3/TR3	12/03/2012	Statique rapide T				
		L-F3/CR4	12/03/2012	Statique rapide C				

B1	Traction	**Installation**	14/10/2011					
		L-B1/TR1	20/03/2012	Statique rapide				
B2	Traction	**Installation**	14/10/2011					
		L-B2/TC1	22/03/2012	Cyclique	0,5	500	300	94
		L-B2/TR1	22/03/2012	Statique rapide				
		L-B2/TC2	26/03/2012	Cyclique	0,5	500	300	750
		L-B2/TC3	26/03/2012	Cyclique	0,5	500	400	500
		L-B2/TC4	26/03/2012	Cyclique	0,5	500	450	1105
		L-B2/TR2	26/03/2012	Statique rapide				

II.5.5 Problèmes rencontrés

Les principales difficultés rencontrées lors des essais sont énumérées ci-dessous :

- Un retard important pour démarrer les chantiers lié aux consultations des entreprises, les budgets limités et les autorisations d'accès aux sites expérimentaux;
- L'incertitude sur la période de reconsolidation du sol autour des pieux métalliques après battage puisque les cellules PAC, qui mesurent la dissipation des surpressions interstitielles, ont été cassées pendant la mise en place;
- Un temps considérable lié au soudage des renforts pour rigidifier les plaques ou installer de nouvelles plaques (plaques initiales fléchies et/ ou cisaillées) sur les pieux en traction;
- Remplissage d'eau dans certains tubes de logement des pieux battus car ces derniers ont été percés par les chocs durant le battage;
- Une couche d'enrobés mal identifiée lors des reconnaissances a rendu l'installation des capteurs de déplacements très difficiles à Loon-Plage.
- La petite course de 50 mm des capteurs de déplacements n'a pas été suffisante pour déterminer l'historique du déplacement de pieu. En effet, même si le critère de rupture est défini à 40 mm, lorsque le pieu atteint la rupture notamment en traction, il se déplace de plus de 50 mm.

Chapitre III
Comportement des pieux installés dans l'argile sous chargements axiaux

L'objectif principal de ce chapitre est de comprendre le comportement d'un pieu isolé installé dans l'argile soumis à un chargement axial monotone et cyclique. On présente dans ce chapitre une analyse détaillée des résultats expérimentaux des essais de chargements axiaux des différents types de pieux installés dans l'argile des Flandres du site de Merville.

Pour chaque type de pieu, on présente :

- une comparaison entre la capacité ultime mesurée et estimée à l'aide de la norme de calcul (Fascicule 62). Pour les pieux battus, on utilise aussi l'API et ICP 05.
- la charge de fluage
- la répartition entre le frottement latéral et la résistance de pointe
- l'effet de vitesse de chargement
- la réponse sous chargements cycliques

III.1 PIEUX SOUS CHARGEMENTS STATIQUES AXIAUX

III.1.1 Les pieux forés

III.1.1.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression

Deux pieux forés, de D = 420 mm et L=13 m, ont été testés en compression: F1 et F2.

III.1.1.1.1 Capacité portante en compression

Le pieu foré F1 a été fabriqué le 16 mars 2011 et l'essai statique sur celui-ci a eu lieu le 09 mai 2011.

La Figure III-1 montre la courbe d'effort-déplacement en tête mesurée lors de l'essai statique N-F en compression sur le pieu F1 (M-F1/CS1) ainsi que la courbe conventionnelle qui relie les points de fin de palier.

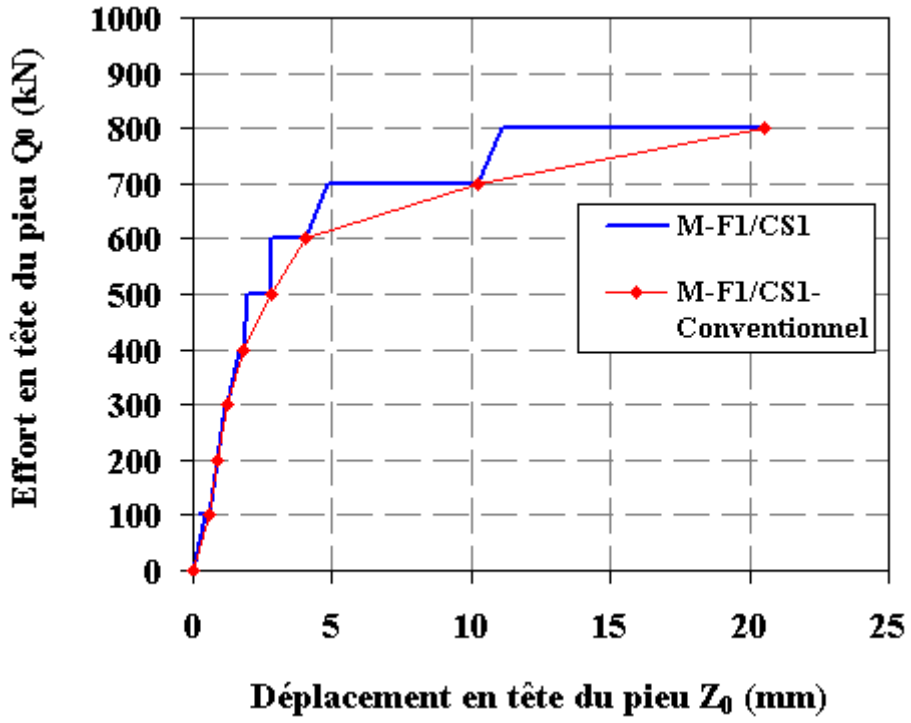


Figure III-1 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-F1/CS1 (Merville)

Selon la norme NF P94-150-1, la charge limite en compression du pieu correspond à la charge qui déplace le pieu en tête de 10% du diamètre.

Cependant, on a arrêté l'essai à 21mm (5% de diamètre) ce qui a donné une charge limite en compression de Q_{uc} = 800 kN. En effet, ce test a été arrêté parce qu'il était le premier essai de la campagne d'essais de Merville et on voulait préserver le pieu pour des essais cycliques ultérieurs. En extrapolant la courbe charge - déplacement à 10% du diamètre, la charge limite en compression peut être estimée à Q_{uc} = 900 kN environ.

III.1.1.1.2 Charge critique de fluage

La charge critique de fluage en compression Q_{fc} est déterminée à partir de la courbe (α_0, Q_0) qui est présentée sur la Figure III-2. À chaque palier Q_0, la pente α_0 du segment est calculée entre les temps : t_1 = 30 min et t_2 = 60 min :

$$\alpha_0 = \frac{Z_{0t2} - Z_{0t1}}{\log(2)} \qquad \text{(III-1)}$$

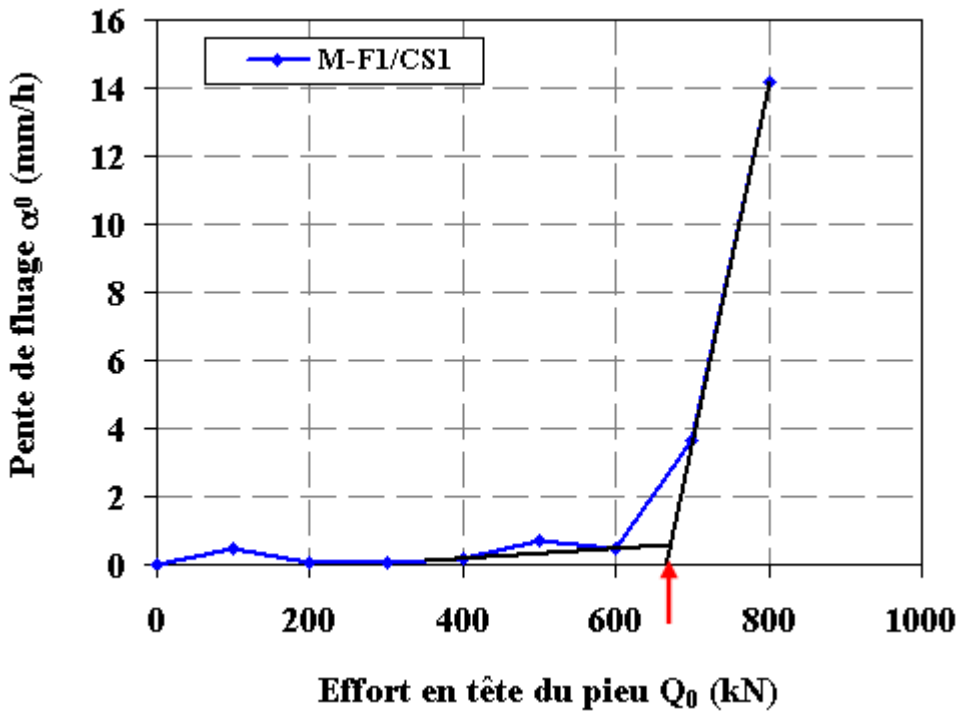


Figure III-2 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-F1/CS1

Les parties linéaires du début et de la fin de cette courbe sont prolongées jusqu'à leur intersection qui permet d'estimer la charge de fluage en compression Q_{fc} = 670 kN. La charge de fluage Q_{fc} est de l'ordre de 75% de la charge ultime Q_{uc}.

III.1.1.1.3 Frottement latéral

Les valeurs enregistrées par les jauges de déformation à l'aide de l'extensomètre amovible ont permis de déterminer la répartition des efforts le long du pieu. Cependant, cette instrumentation n'a pas fonctionné convenablement lors du premier essai de la campagne M-F1/CS1 et par conséquent, on a choisi de présenter, sur la Figure III-3, la répartition des efforts le long du pieu mesurée à la fin de chaque palier de l'essai M-F1/CR4.

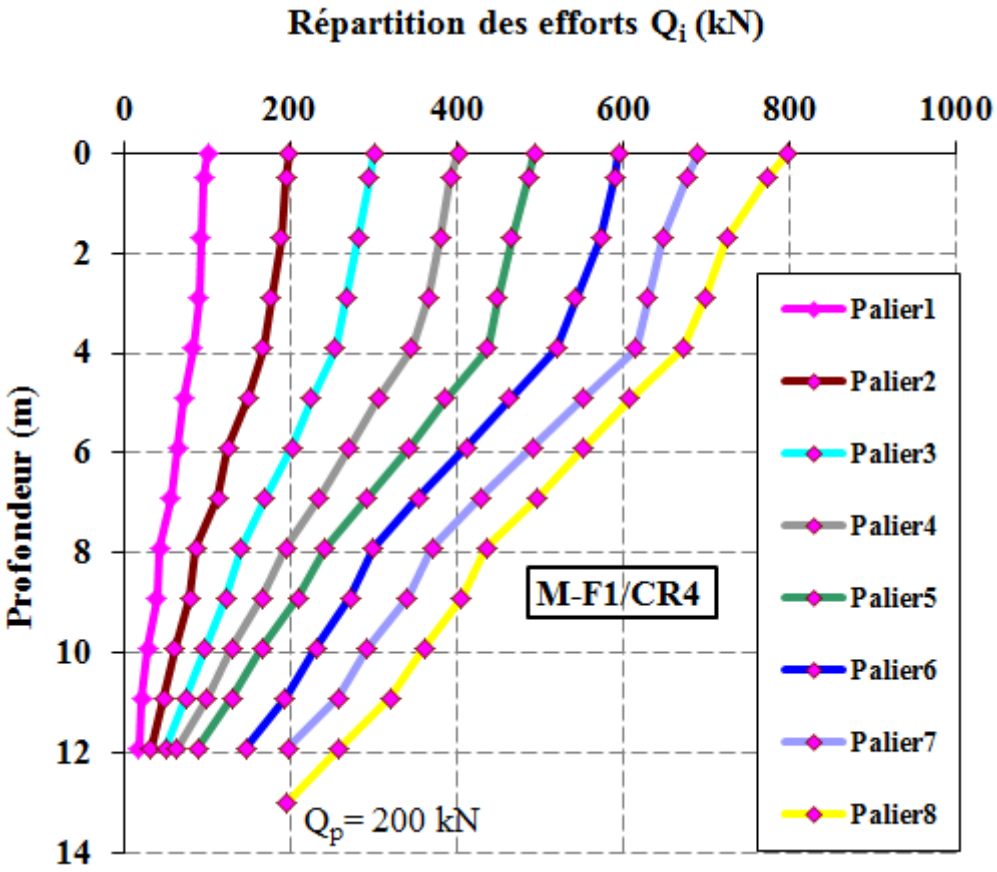


Figure III-3 : Répartition des efforts Qi le long du pieu lors de l'essai du chargement statique M-F1/CR4

A partir de la Figure III-3, le frottement latéral total du pieu peut être estimé à Q_s = 600 kN et la résistance de pointe à Q_p = 200 kN (extrapolation de l'effort mesuré à 12 m durant le palier 8 jusqu'à 13 m qui correspond à la fiche du pieu).xù

La répartition des efforts mesurée lors de l'essai M-F1/CR4 a permis de calculer le frottement latéral au milieu de chaque couche n à l'aide de l'équation (III-2):

$$F_n = \frac{Q_{i+1} - Q_i}{\pi D_n L_n} \qquad \text{(III-2)}$$

La Figure III-4 donne, pour chacune des couches définies dans le Tableau III-1, les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local du pieu qui est calculé par la relation (III-3) :

$$Z_n = Z_0 - \frac{Q_0 l_0}{ES} - \sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2ES}\right) l \qquad \text{(III-3)}$$

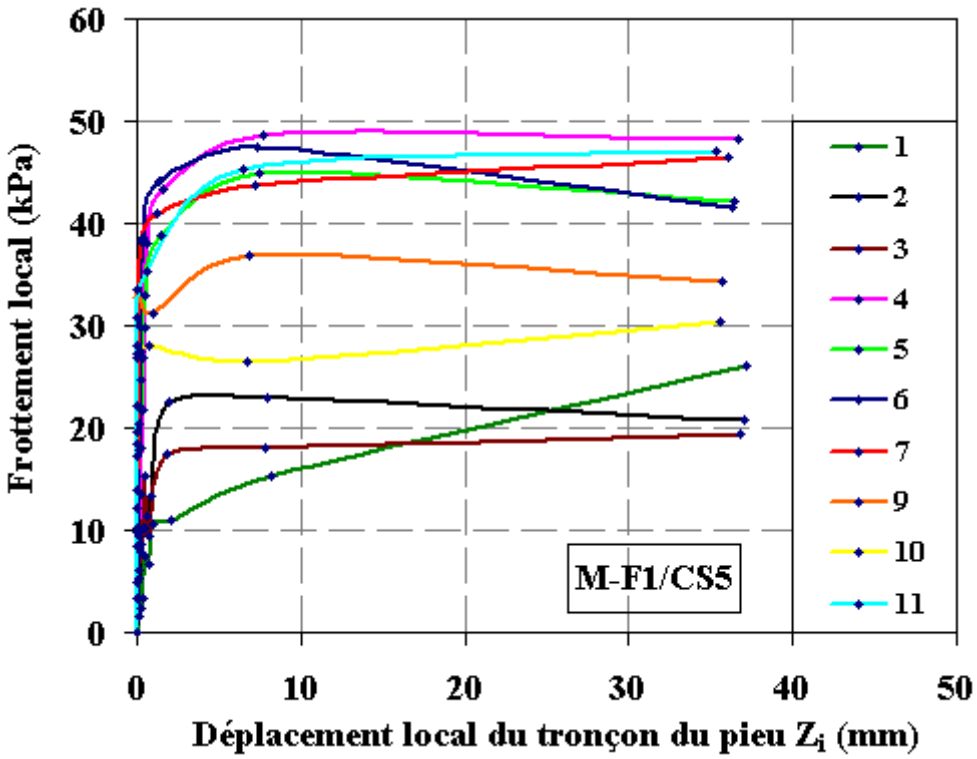


Figure III-4: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-F1/CR4

Cette figure permet de constater que, généralement, les couches profondes sont plus résistantes que les couches supérieures.

On remarque aussi qu'il y a une mobilisation du frottement latéral durant les premiers paliers avec peu de déplacement local (0,4% D). Ce type de mobilisation peut

être expliqué par l'effet de vitesse sur le comportement du pieu foré installé dans l'argile puisque cet essai M-F1/CR4 était de type rapide.

Le Tableau III-1 rassemble les valeurs du frottement latéral limite sur chaque couche.

Tableau III-1 : Frottements limites mesurés dans chaque couche

Couches	Profondeur (m)	Frottement limite (kPa)
1	0 - 2,4	26
2	2,4 - 3,4	21
3	3,4 - 4,4	19
4	4,4 - 5,4	48
5	5,4 - 6,4	42
6	6,4 - 7,4	42
7	7,4 - 8,4	46
8	8,4 - 9,4	23
9	9,4 - 10,4	34
10	10,4 - 11,4	30
11	11,4 - 12,4	47

III.1.1.1.4 Résistance de pointe

La valeur de la résistance de pointe est obtenue par extrapolation à partir de la mesure sur le dernier niveau de jauge à 11,9 m jusqu'à 13 m.

$$q_p = \frac{Q_P}{S}(MPa) \qquad \text{(III-4)}$$

La Figure III-5 montre, pour chaque palier de l'essai M-F1/CR4, l'évolution de la résistance de pointe en fonction du déplacement local de la pointe du pieu Z_p (m).

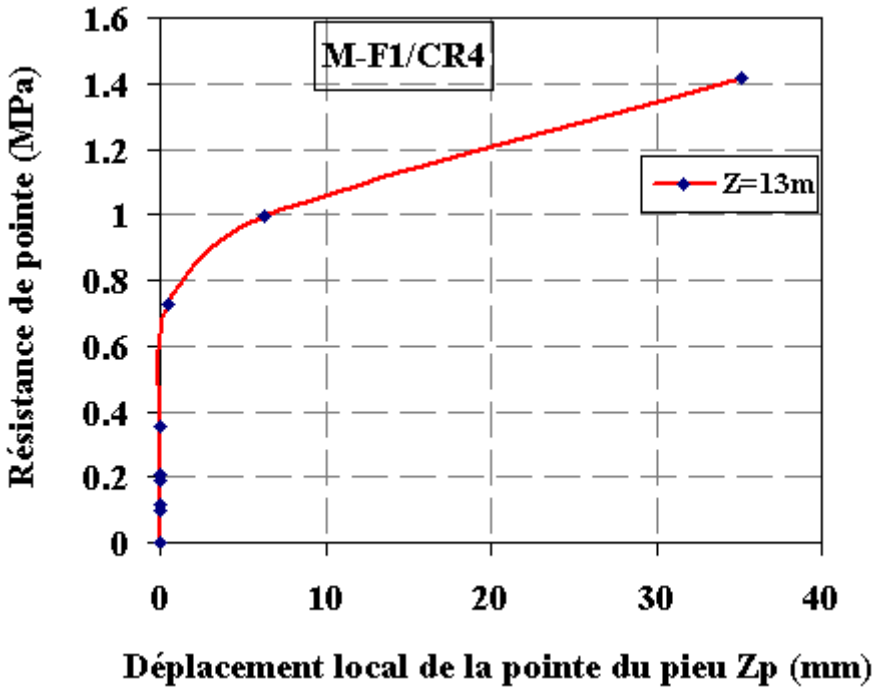


Figure III-5 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique M-F1/CR4

On remarque que l'évolution de la résistance de pointe est faible lors des premiers paliers et a progressé jusqu' à 1,42 MPa au dernier palier. Cependant, étant donné que le pieu n' pas eu un déplacement de 10% de diamètre et que le frottement latéral a atteint sa limite, on considère que la résistance de pointe limite peut être estimée à :

$$Q_p = Q_{uc} - Q_s = 900 \text{ kN} - 600 \text{ kN} = 300 \text{ kN} \qquad \text{(III-5)}$$

III.1.1.1.5 L'effet de vitesse

Pour visualiser et quantifier l'effet de vitesse de chargement sur le comportement du pieu foré installé dans l'argile, on a comparé, sur la Figure III-6, les différents essais de chargements rapides avec l'essai statique N-F effectués sur le pieu F1.

On observe qu'il y a une différence de comportement du pieu F1 en matière de rigidité et de capacité entre les essais rapides et l'essai N-F.

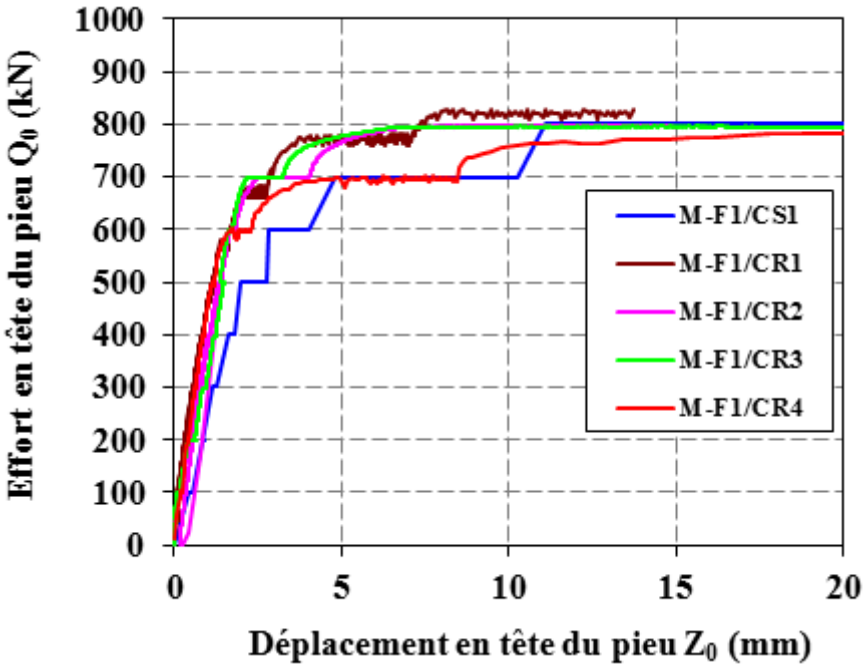


Figure III-6 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements rapides et celle de l'essai statique NF en compression (Merville)

On constate que, pour un déplacement donné en tête du pieu Z_0, le pieu peut résister à un effort plus élevé lors des essais rapides que lorsqu'il est soumis à un essai N-F. Ces différences de rigidité et de capacité diminuent en fonction du déplacement Z_0. En effet, il semble qu'il y a une valeur de 100 kN de différence entre les deux types d'essais pour le même déplacement Z_0 mais le rapport entre cette différence et le niveau de l'effort appliqué diminue en fonction du déplacement Z_0 puisque le niveau du chargement augmente.

Notons que l'effet de vitesse ne semble pas affecté le niveau de fluage puisqu'il est presque identique entre les essais rapides et celui N-F.

III.1.2 Les pieux battus

III.1.2.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression

Deux pieux battus de diamètre D = 406 mm et de longueur L=13 m ont été testés en compression: B1 et B2.

III.1.2.1.1 Capacité portante en compression

Le pieu B1 a été battu le 11 mars 2011 et l'essai statique a eu lieu le 7 juin 2011. La Figure III-7 montre la courbe d'effort-déplacement en tête mesurée lors de l'essai statique N-F en compression sur le pieu B1 (M-B1/CS1).

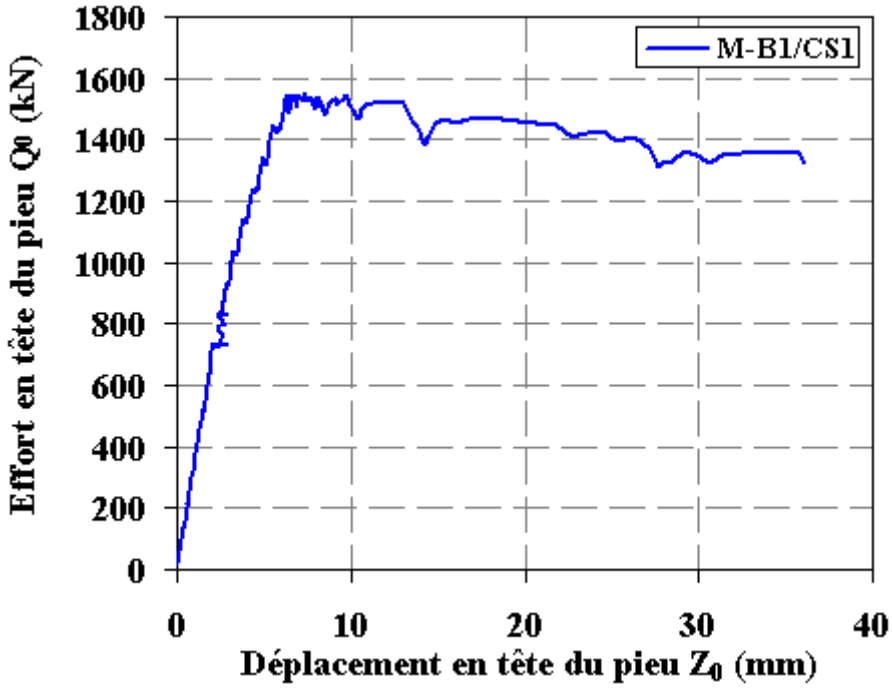


Figure III-7 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-B1/CS1 (Merville)

L'essai M-B1/CS1 a été arrêté à 36 mm de déplacement en tête du pieu (8.5 % du diamètre). Cet arrêt est justifié par la forme de la courbe qui présente un pic suivi d'un radoucissement jusqu'à la résistance résiduelle. La charge limite en compression du pieu correspond à Q_{uc} = 1534 kN.

III.1.2.1.2 Charge critique de fluage

La Figure III-8 illustre les pentes calculées α_0 en fonction de l'effort appliqué en tête Q_0.

On remarque que le changement de régime de taux de déplacement est brutal et par conséquent on n'a pas observé une phase de fluage nette. Tout de même, on peut dire que la charge de fluage en compression correspond à la charge de changement de

régime. On peut l'estimer de l'ordre de Q_{fc} = 1400 kN, à peine inférieure à la charge ultime.

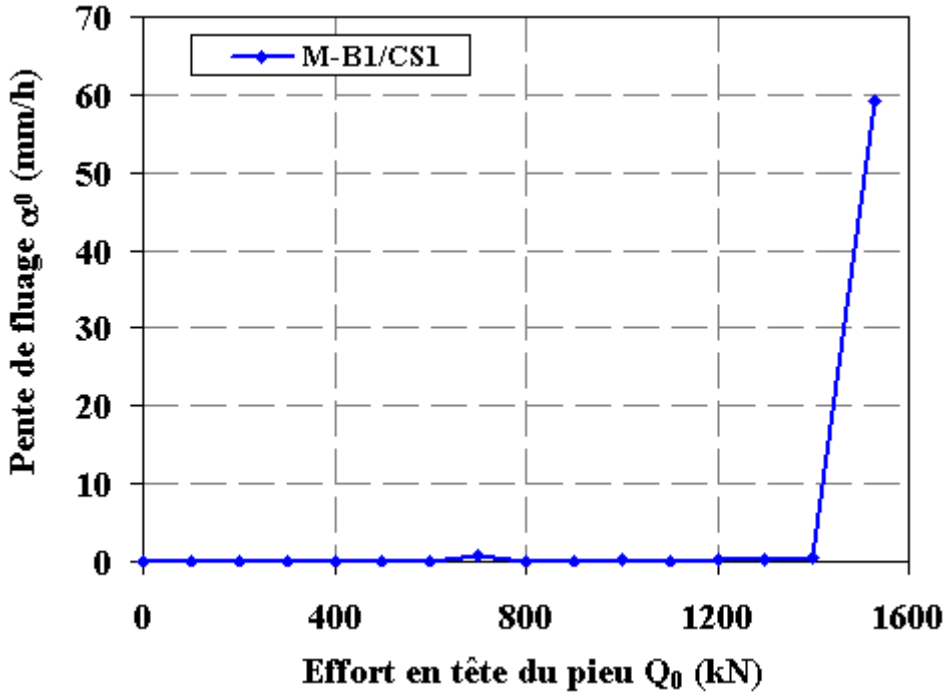


Figure III-8 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-B1/CS1

III.1.2.1.3 Frottement latéral

La répartition des efforts le long du pieu battu mesurée à la fin de chaque palier de l'essai M-B1/CS1 est présentée sur la Figure III-9.

Il est important de rappeler qu'un avant-trou de 4 m a été effectué pour guider les pieux battus lors du battage. Ce préforage de 600 mm de diamètre annule le frottement sur les 4 premiers mètres. Cela est visible sur la Figure III-9 où l'effort appliqué en tête reste constant.

Il faut noter que les valeurs mesurées ne tiennent pas compte des contraintes résiduelles en pointe et de frottement puisque la mise en place de l'instrumentation a été effectuée après l'installation des pieux battus. Néanmoins, une période de 2 mois de reconsolidation entre l'installation des pieux battus et le début des essais a été considérée pour diminuer cet effet de contraintes résiduelles.

Le frottement latéral total du pieu peut être estimé à Q_s = 1414 kN et la résistance de pointe à Q_p = 120 kN.

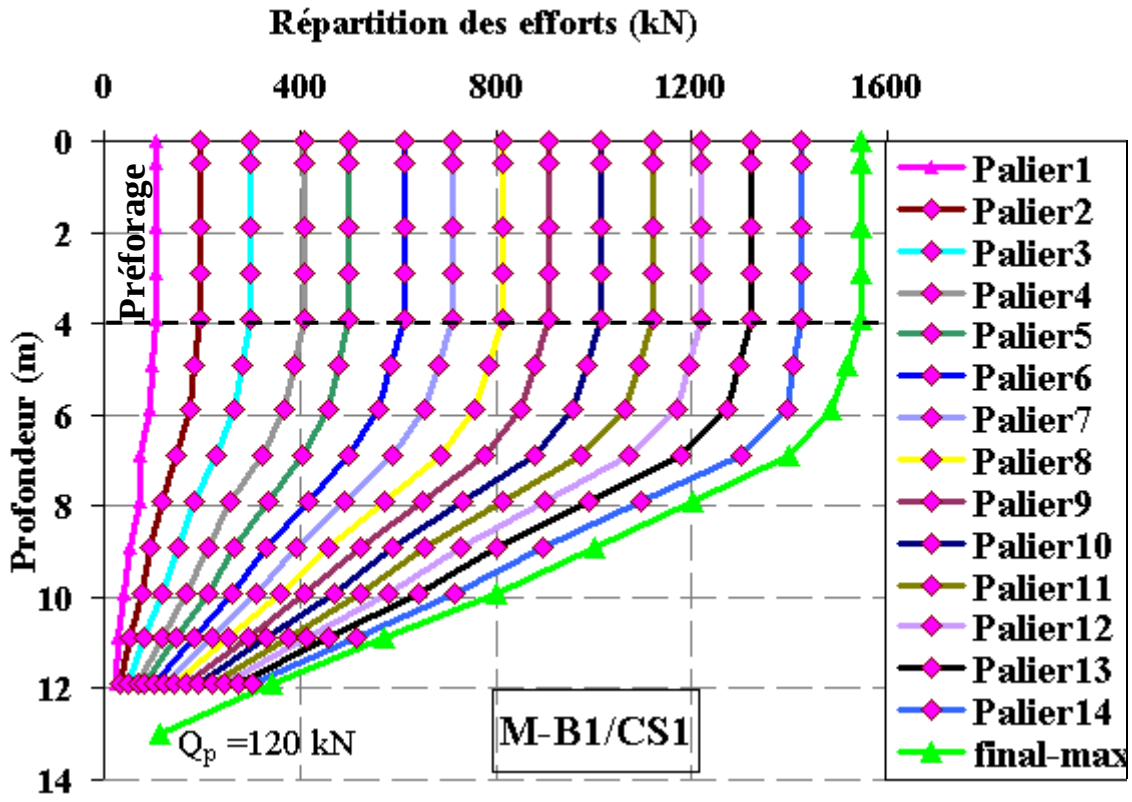


Figure III-9 : Répartition des efforts Qi le long du pieu battu lors de l'essai du chargement statique M-B1/CS1

La Figure III-10 illustre, pour l'essai M-B1/CS1 et pour chaque couche, les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local du pieu au milieu de chaque couche.

On remarque que, généralement, les couches profondes sont plus résistantes que les couches supérieures et que les courbes des frottements présentent un pic avec radoucissement. De plus, la mobilisation du frottement latéral durant les premiers paliers se fait toujours avec peu de déplacement local (< 1% D).

Lorsqu'on compare les valeurs des frottements limites des couches profondes mobilisées par le pieu battu et celles mobilisées par le pieu foré, on trouve qu'il y a un rapport de 4 environ. Cet écart est bien évidemment lié au processus de mise en place.

Le Tableau III-2 rassemble les valeurs du frottement latéral limite sur chaque couche.

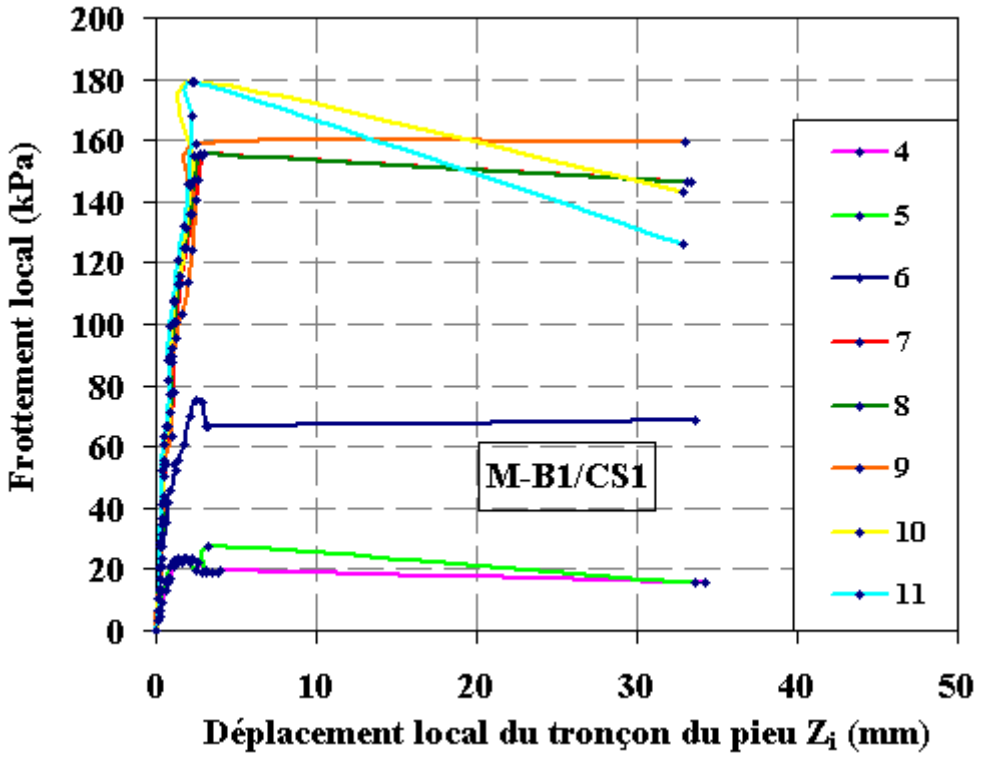


Figure III-10: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu battu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-B1/CS1

Tableau III-2 : Frottements limites mesurés dans chaque couche

Couches	Profondeur (m)	Frottement limite (kPa)
4	4,4 - 5,4	20
5	5,4 - 6,4	28
6	6,4 - 7,4	67
7	7,4 - 8,4	155
8	8,4 - 9,4	155
9	9,4 - 10,4	160
10	10,4 - 11,4	180

11	11,4 - 12,4	180

III.1.2.1.4 Résistance de pointe

La Figure III-11 montre, pour chaque palier de l'essai M-B1/CS1, l'évolution de la résistance de pointe en fonction de du déplacement local de la pointe du pieu Z_p (m).

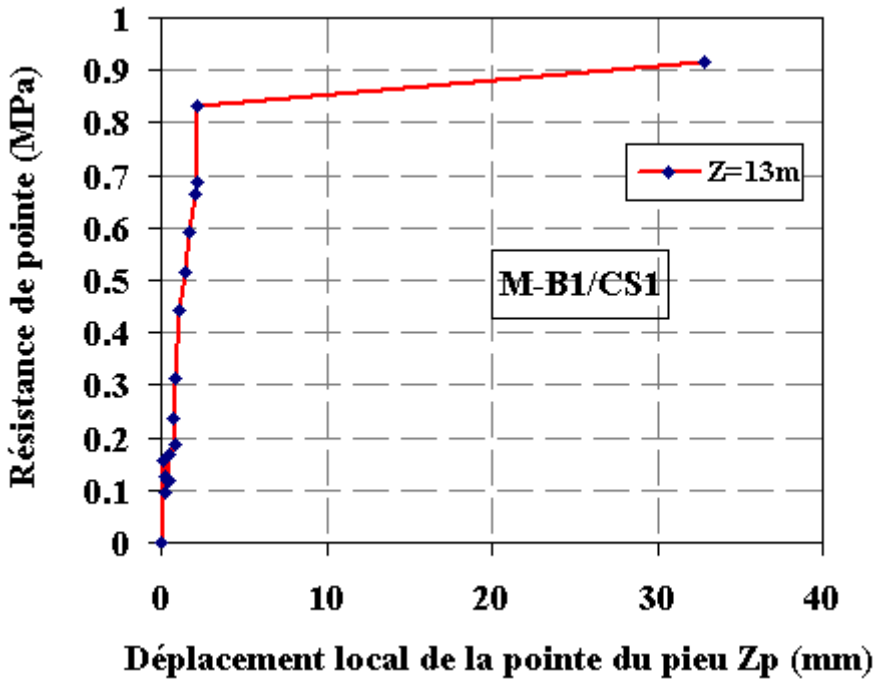


Figure III-11 : Évolution de la résistance de pointe du pieu battu lors de l'essai du chargement statique M-B1/CS1

La mobilisation de la résistance de pointe est progressive en fonction du déplacement de la pointe jusqu'à la valeur de 0,83 MPa qui correspond à la résistance de pointe à la charge limite du pieu (au moment du pic) et ensuite une légère augmentation de 0,09 MPa est observée en 30 mm de déplacement de la pointe du pieu.

III.1.2.1.5 L'effet de vitesse

L'effet de chargement de vitesse sur le comportement des pieux battus dans l'argile peut être visualisé sur la Figure III-12 qui compare les deux courbes effort-déplacement en tête de l'essai statique N-F effectué sur le pieu B1 (M-B1/CS1) et de l'essai rapide effectué sur le pieu B2 (M-B2/CR1).

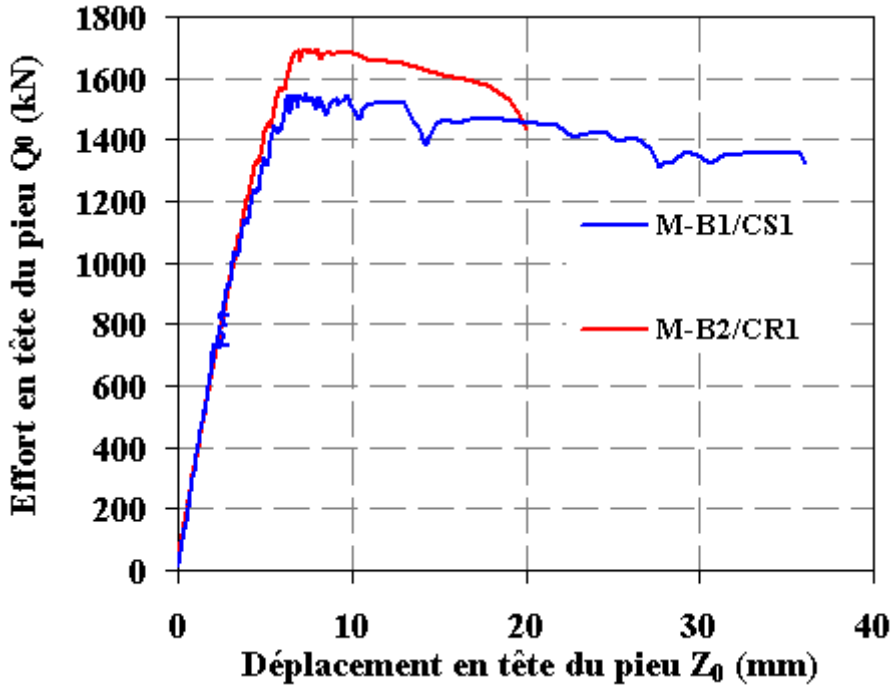


Figure III-12 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements rapides et celle de l'essai statique NF en compression sur les pieux battus (Merville)

La différence de comportement du pieu installé dans l'argile en matière de rigidité et de capacité entre les essais rapides et l'essai N-F se confirme aussi dans le cas des pieux battus. Pour un déplacement Z_0 = 6mm, cette différence peut être quantifiée à 150 kN, ce qui correspond à une augmentation d'environ 10% pour une augmentation de vitesse de 20 fois (palier de 3 min au lieu de 1 heure).

On remarque que l'effet de la vitesse de chargement sur la rigidité du pieu battu est moins marqué que celui du pieu foré mais on observe un effet net sur la capacité portante.

III.1.2.2 Analyse du comportement des pieux sous chargement en traction

Deux pieux battus de diamètre D = 406 mm et longueur L=13 m ont été testés en traction: B3 et B4. Le pieu B3 a été battu le 11 mars 2011 et l'essai statique a eu lieu le 14 juin 2011.

Dans cette partie, on a choisi de montrer uniquement, sur la Figure III-27, une comparaison des courbes d'effort déplacement en tête entre l'essai statique N-F en compression sur le pieu B1 (M-B1/CS1) et celui en traction sur le pieu B3 (M-B3/TS1).

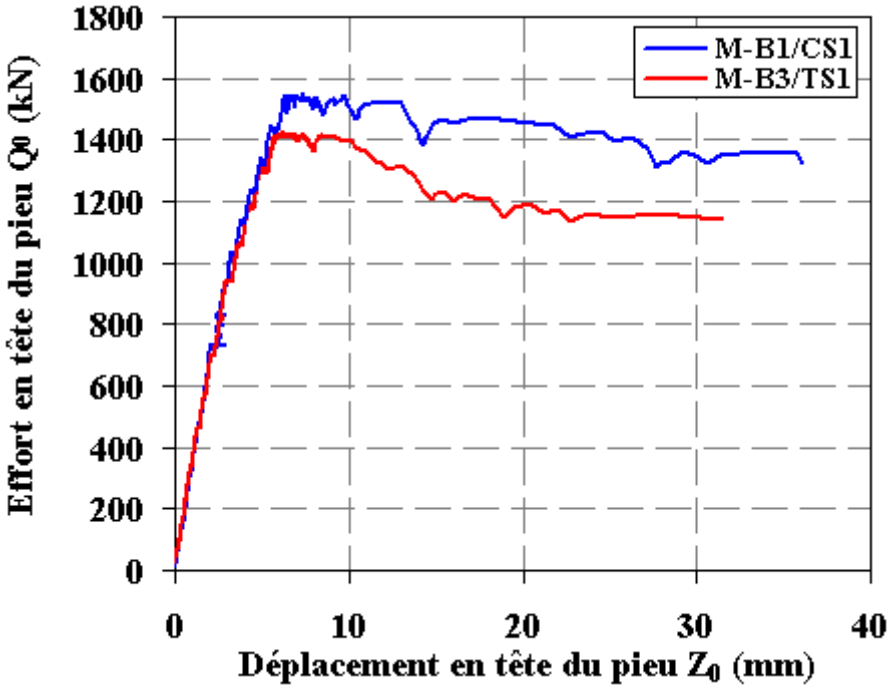


Figure III-13 : comparaison des courbes d'effort déplacement en tête entre l'essai statique N-F en compression sur le pieu B1 (M-B1/CS1) et celui en traction sur le pieu B3 (M-B3/TS1)

D'après cette figure, on peut confirmer l'allure de la courbe d'effort-déplacement en tête qui présente un pic avec radoucissement.

La rigidité du pieu en traction et celle en compression semblent être similaires. Quant à la charge limite du pieu, on constate une différence de 120 kN entre celle en compression et celle en traction, ce qui confirme la valeur de la résistance de pointe mobilisée au moment du pic et mesurée à partir de l'extensomètre amovible.

Toutefois, le radoucissement semble être plus marqué dans le cas de l'essai en traction que dans celui en compression. Cela peut être expliqué par la résistance de pointe qui compense le radoucissement du frottement latéral.

A grand déplacement (>5%D), la différence entre la capacité en compression et traction est de l'ordre de 200kN. Cette différence peut être assimilée à la résistance de pointe et donne une valeur plus vraisemblable que celle dérivée de la distribution des efforts en bas du pieu.

III.1.3 Les pieux vissés

III.1.3.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression

Un pieu vissé de diamètre D = 420 mm et longueur L=13 m a été testé en compression: S1.

III.1.3.1.1 Capacité portante en compression

Le pieu foré S1 a été fabriqué le 17 mars 2011 et l'essai statique a eu lieu le 18 mai 2011.

La Figure III-14 montre la courbe d'effort-déplacement en tête mesurée lors de l'essai statique N-F en compression sur le pieu S1 (M-S1/CS1) ainsi que la courbe conventionnelle qui relie les points de fin de palier.

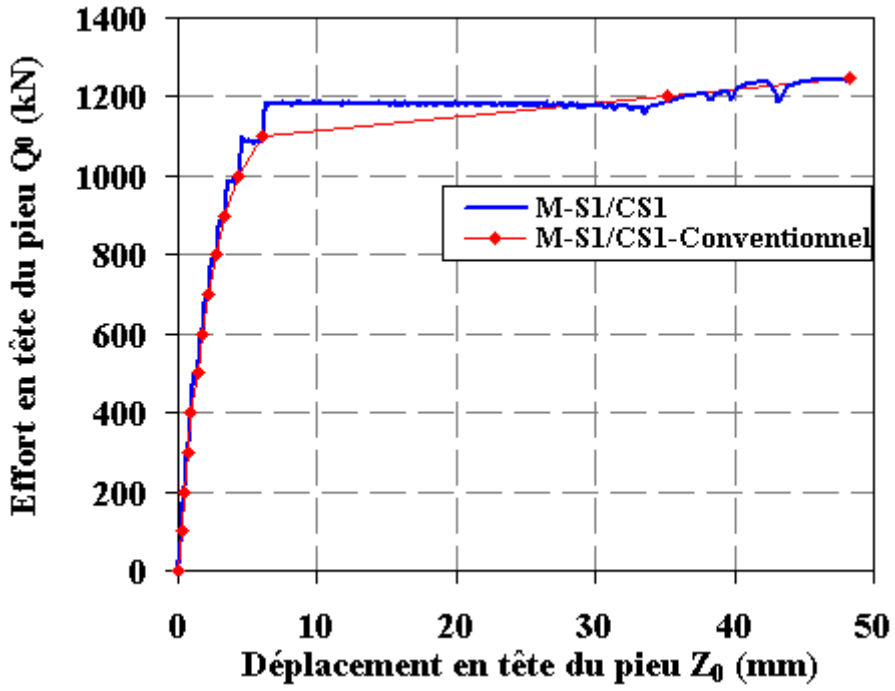


Figure III-14 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression M-S1/CS1 (Merville)

Dans cet essai, l'effort a été appliqué jusqu'à un déplacement du pieu en tête de 10% du diamètre. La charge limite en compression du pieu correspond à Q_{uc} = 1250 kN.

L'allure de cette courbe permet de distinguer le comportement du pieu vissé qui se situe entre le pieu battu est le foré. En effet, la courbe d'effort-déplacement en tête du pieu vissé montre une forme à palier comme le pieu foré mais avec une capacité plus élevée. Une comparaison entre les trois types de pieux est effectuée dans la partie III.1.4.

III.1.3.1.2 Charge critique de fluage

La Figure III-15 illustre les pentes calculées α_0 en fonction de l'effort appliqué en tête Q_0.

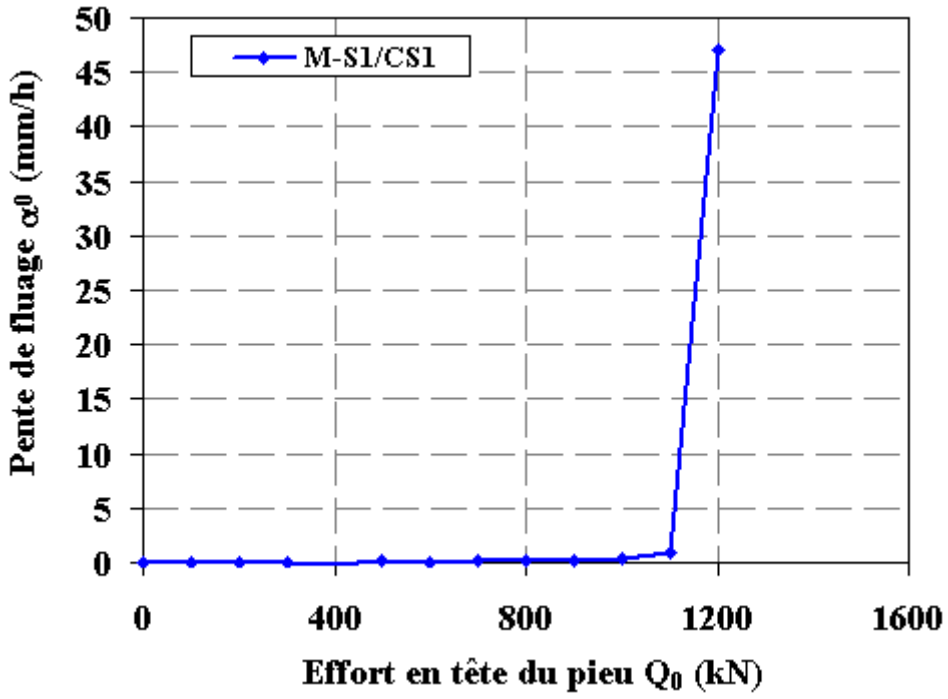


Figure III-15 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai M-S1/CS1

On remarque que le changement de régime de taux de déplacement est moins progressif que dans le cas du pieu foré. Le comportement se rapproche plus de celui du pieu battu. La charge de fluage en compression peut être estimée à Q_{fc} = 1100 kN, ce qui correspond à 88 % de la charge ultime Q_{uc}.

III.1.3.1.3 Frottement latéral

La répartition des efforts le long du pieu mesurée à la fin de chaque palier de l'essai M-B1/CS1 est présentée sur la Figure III-16.

A partir de la Figure III-16, le frottement latéral du pieu S1 peut être estimé à Q_s = 1030 kN et la résistance en pointe à Q_p = 220 kN.

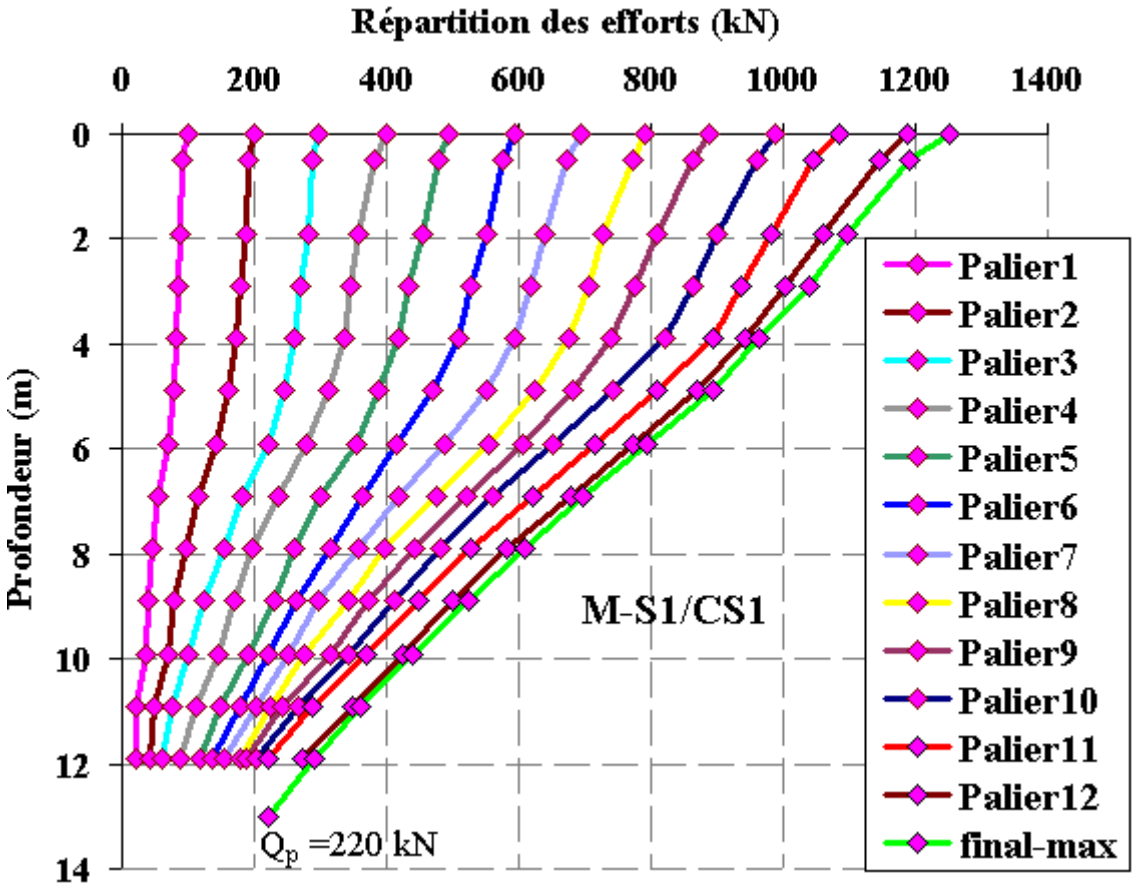


Figure III-16 : Répartition des efforts Qi le long du pieu lors de l'essai du chargement statique M-S1/CS1

Pour chaque couche, la Figure III-17 présente les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local du pieu.

Cette figure permet de constater que le frottement limite est relativement constant le long du pieu avec une légère croissance dans les couches profondes.

On remarque que les valeurs des frottements limites développées dans la partie supérieure du pieu vissé sont plus importantes que celles obtenues par les pieux forés et les pieux battus. Dans les couches profondes ces valeurs sont supérieures à celles du pieu foré mais restent très inférieures à celles mobilisées par le pieu battu.

Ce qui semble illustrer l'état intermédiaire du pieu vissé par rapport au pieu foré et au pieu battu en matière de frottement latéral.

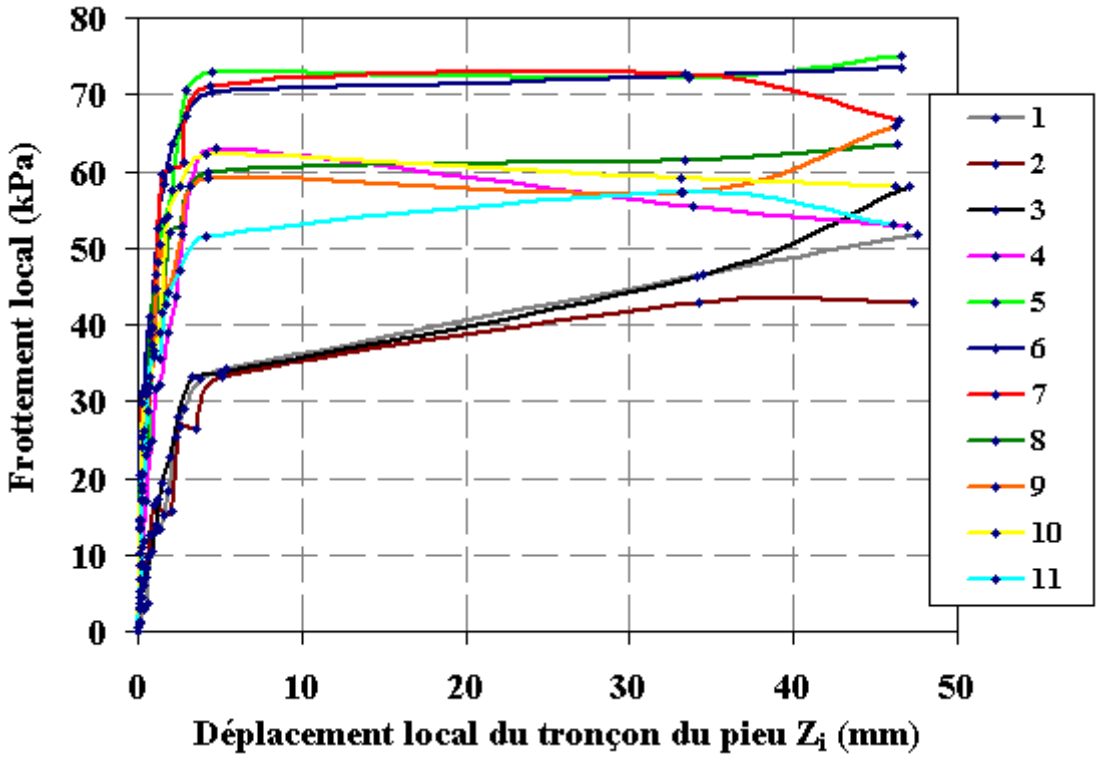


Figure III-17: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai du chargement statique pour l'essai M-S1/CS1

Le Tableau III-1 rassemble les valeurs du frottement latéral limite sur chaque couche.

Tableau III-3 : Frottements limites mesurés dans chaque couche

Couches	Profondeur (m)	Frottement limite (kPa)
1	0 - 2,4	52
2	2,4 - 3,4	43
3	3,4 - 4,4	58
4	4,4 - 5,4	53
5	5,4 - 6,4	75
6	6,4 - 7,4	73
7	7,4 - 8,4	67

²8	8,4 - 9,4	63
9	9,4 - 10,4	66
10	10,4 - 11,4	58
11	11,4 - 12,4	53

III.1.3.1.4 Résistance de pointe

La Figure III-18 montre, pour chaque palier de l'essai M-S1/CS1, l'évolution de la résistance de pointe en fonction du déplacement local de la pointe du pieu Z_p (m).

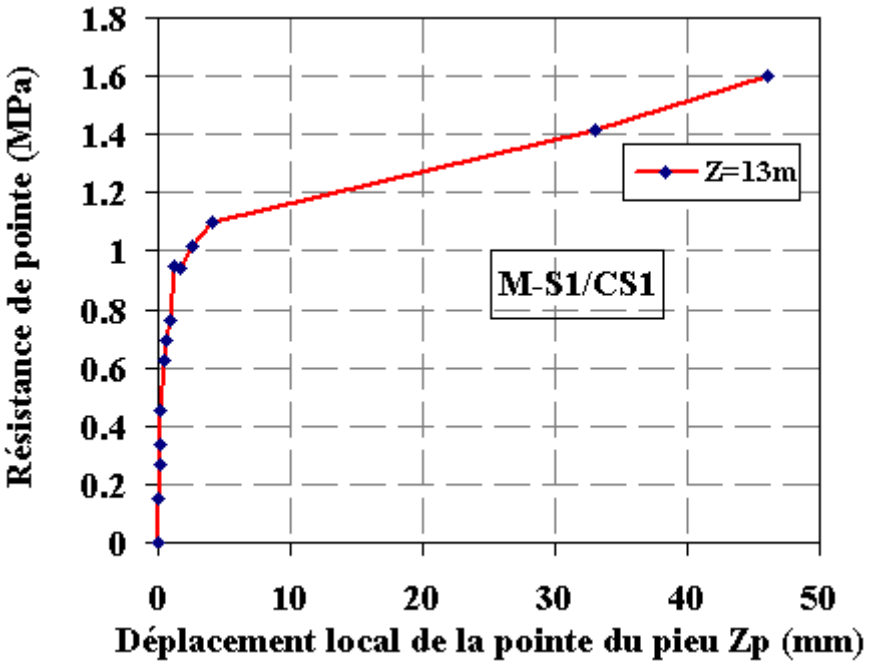


Figure III-18 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique M-S1/CS1

On remarque que l'évolution de la résistance de pointe est graduelle avec des changements de pente de mobilisation en fonction du déplacement dans les derniers paliers de chargement. La valeur de la résistance de pointe à atteint 1,6 MPa qui correspond à la plus grande valeur développée par les trois types de pieu. On peut associer ce résultat au déplacement de la pointe du pieu vissé qui a atteint 46 mm (>10% de diamètre).

III.1.4 Comparaison entre la capacité portante des trois types de pieux

III.1.4.1 Capacité portante en compression

Un essai statique conventionnel en compression a été exécuté sur chaque type de pieu (ayant des dimensions semblables : L=13m et D=420 mm pour les pieux forés et vissés et D=406 mm pour les pieux battus). Les courbes de mobilisation de la capacité statique sont présentées sur la Figure III-19. Compte tenu de l'homogénéité de l'argile sur le site de Merville, les différences observées peuvent être attribuées au mode de mise en place.

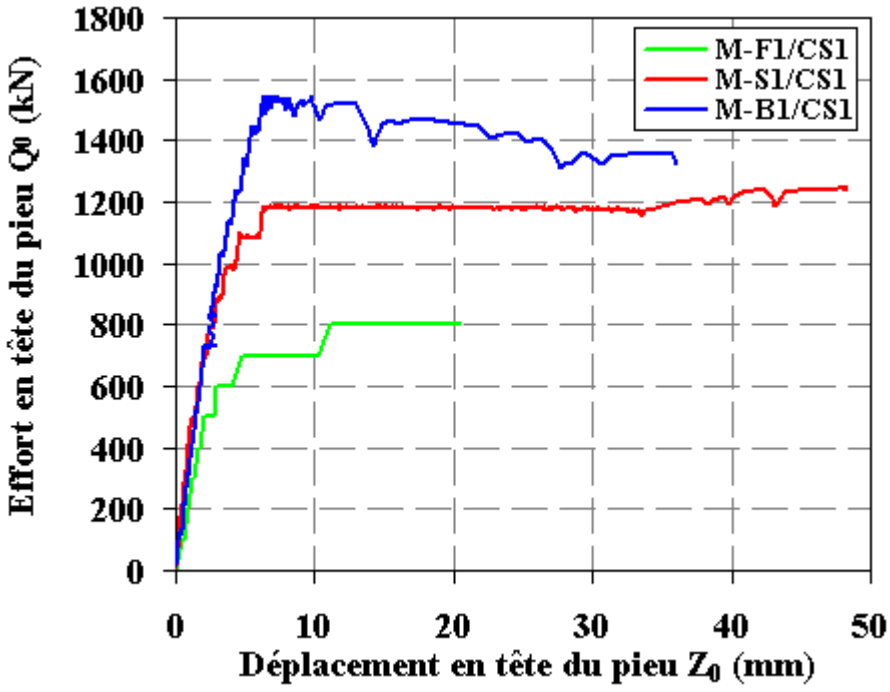


Figure III-19 : Comparaison des courbes effort-déplacement des essais de chargements statique NF en compression sur trois types de pieux.

On constate:

- des écarts importants sur la capacité ultime de pic: respectivement 1530, 1250 et 800 kN (900kN à 10%D) pour le pieu battu B1, vissé S1 et foré F1. La différence est encore plus nette si on considère que le frottement du pieu battu est annulé sur les 4 mètres supérieurs ;

- une différence sur le comportement post-pic: le pieu battu est caractérisé par un radoucissement alors que les pieux forés et vissés montrent une rupture de type ductile. Les essais de traction effectués sur le pieu battu B4 (Benzaria et al., 2012) montrent que le radoucissement se poursuit jusque vers 80-100mm de déplacement ;
- le déplacement de la tête des pieux à la rupture est de l'ordre de 6mm (environ 1.5% du diamètre) pour les pieux refoulants B1 et S1. Il est plus élevé pour le pieu foré F1 (environ 12mm soit 3% du diamètre).

III.1.4.2 Frottement latéral

Le comportement global est confirmé par l'allure des frottements locaux. Lorsqu'on compare les frottements limites développés par les trois types de pieu (Tableau III-4), on remarque que ceux développés par le pieu vissé se placent adéquatement entre les frottements limites mobilisés par le pieu foré et ceux obtenues par le pieu battu.

En présentant respectivement, sur la Figure III-20 a et b, les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local des trois types de pieux pour les couches 8 et 11, on constate que les courbes des pieux forés et vissés présentent des paliers tandis que la courbe du pieu battu montre un pic avec radoucissement.

Sur l'ensemble des résultats, on note que le déplacement local nécessaire pour mobiliser le frottement maximal est sensiblement plus faible pour les pieux refoulants (3 mm pour B1; 4 mm pour S1) que pour le pieu foré (6 mm).

Tableau III-4 : Comparaison des frottements limites développés par les trois types de pieu

Couches	Profondeur (m)	Frottement limite (kPa)		
		Pieu foré	Pieu battu	Pieu vissé
1	0 - 2,4	26	-	52
2	2,4 - 3,4	21	-	43
3	3,4 - 4,4	19	-	58
4	4,4 - 5,4	48	20	53
5	5,4 - 6,4	42	28	75
6	6,4 - 7,4	42	67	73
7	7,4 - 8,4	46	155	67
8	8,4 - 9,4	23	155	63
9	9,4 - 10,4	34	160	66
10	10,4 - 11,4	30	180	58
11	11,4 - 12,4	47	180	53

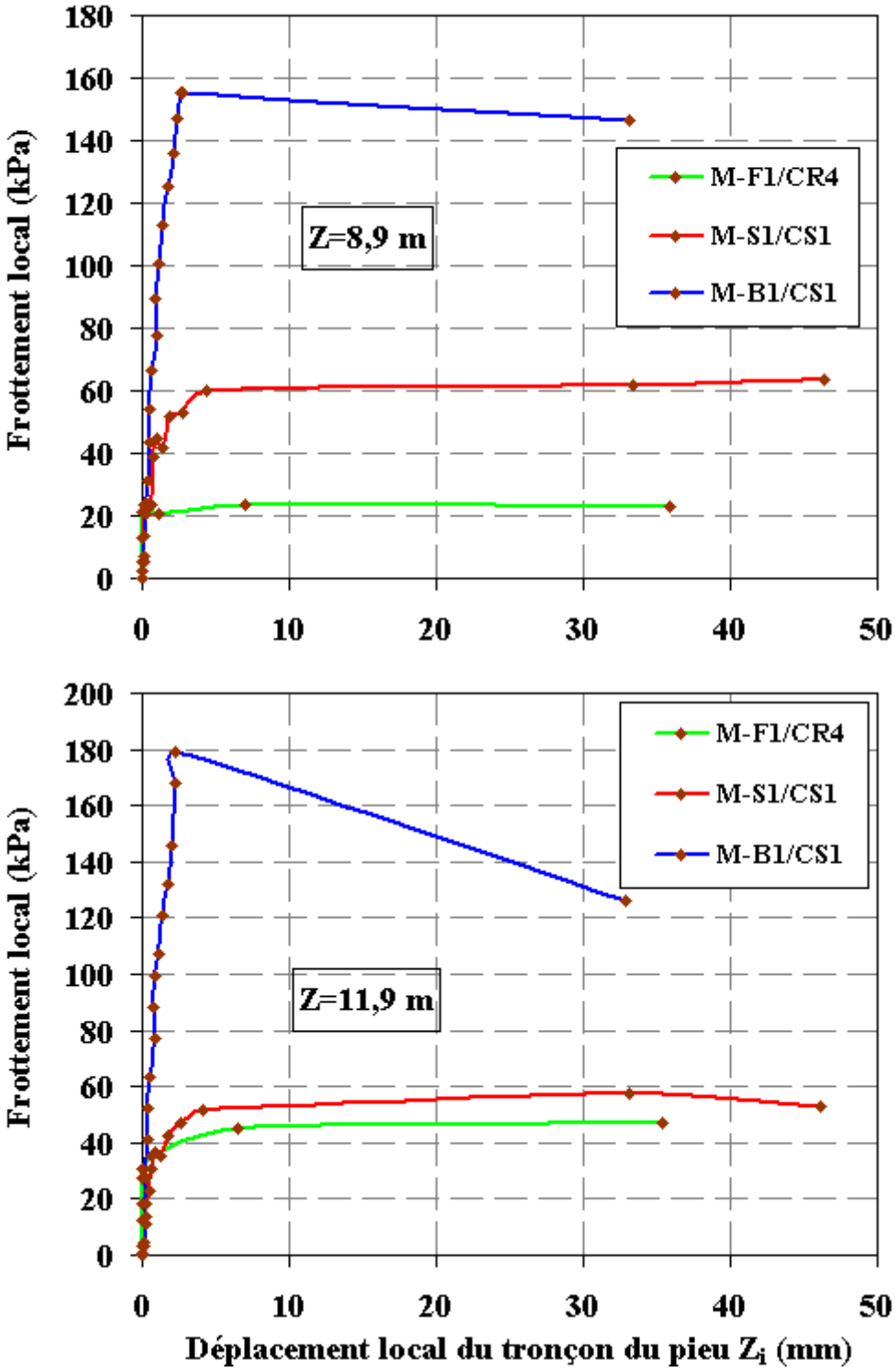


Figure III-20 : Frottements latéraux mobilisés le long des trois types de pieux des couches a) 8 et b) 11.

III.1.4.3 Résistance de pointe

La mobilisation d'effort de pointe pour les trois pieux est montrée sur la Figure III-21.

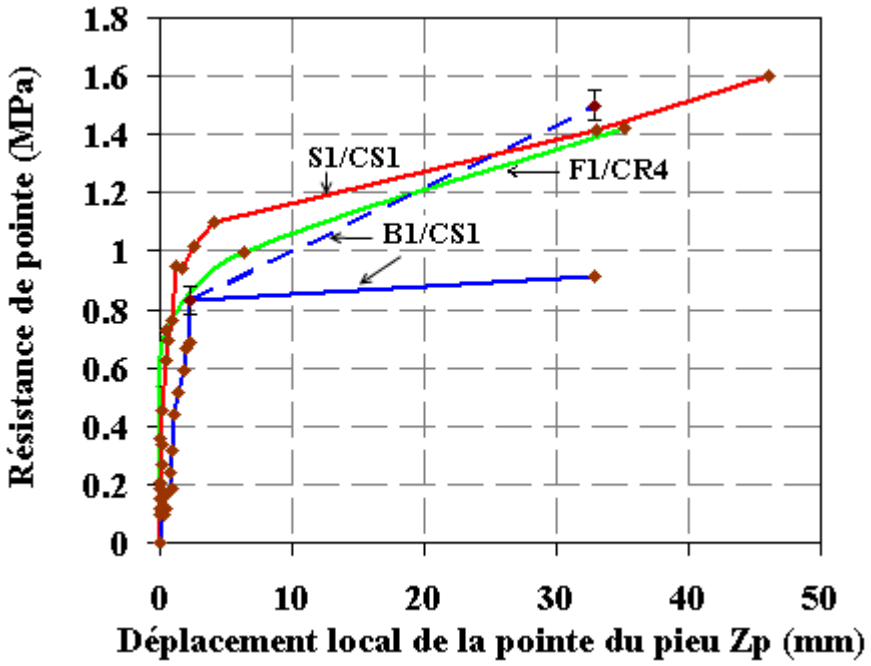


Figure III-21 : Comparaison de la mobilisation des résistances de pointe des trois types de pieu.

Les lois de mobilisation sont proches avec une réaction de la pointe rapide, ce qui dénote une réalisation soignée de la pointe du pieu foré F1. A Zp = 0,1 D, la pression sous la pointe pour les trois pieux est de l'ordre de 1,5 MPa en bon accord avec la pression théorique $q_p = 9.C_u$. Le point de mesure à 33 mm du pieu battu est probablement aberrant. La comparaison entre pieu battu en traction et en compression indique par différence un effort de pointe de 200 à 250 kN dans cette gamme de déplacements (voir courbe en pointillé).

III.1.4.4 Résistance de pointe

Les données expérimentales - sous la forme des distributions de frottements locaux à la rupture - sont confrontées aux estimations des méthodes prédictives jugées les plus pertinentes. On a retenu:

- pour les pieux battus: 1) les méthodes basées sur l'interprétation directe des essais in situ (pressiomètre et pénétromètre statique) telles que présentées dans la nouvelle norme Française NF-P 94 262, 2) la méthode API RP2 GEO basée sur une approche en contraintes totales et 3) la méthode ICP développée à l'Imperial College (Jardine et al., 2005).

- pour les pieux forés seules les méthodes de la norme NF-P 94 262 seront considérées.

On a reporté sur la Figure III-22 les valeurs du frottement local mesurées sur le pieu B1 au pic ainsi que les distributions des frottements calculées par les méthodes prédictives.

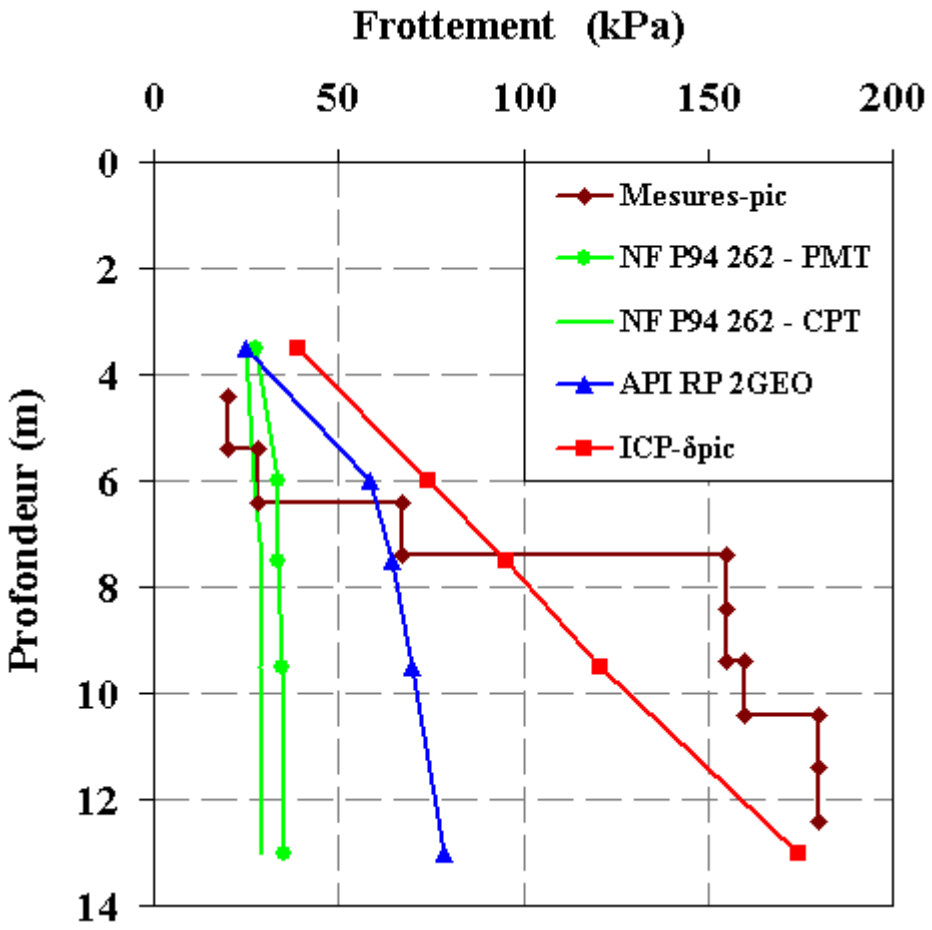


Figure III-22 : Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur le pieu battu B1.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux battus basées sur le CPT ou le PMT donnent des frottements anormalement bas, qui confirment le caractère particulièrement conservatif des approches françaises vis à vis du pieu battu.

La méthode API RP2GEO, appliquée pour les fondations offshore, donne des valeurs plus réalistes mais inférieures aux mesures.

La méthode ICP a été appliquée en considérant les valeurs d'OCR entre 10 et 16 et des valeurs d'angle d'interface sol-pieu telles que mesurées sur trois essais à la boîte de cisaillement annulaire de Bromhead en appliquant la procédure décrite dans Jardine et al. (2005). Les valeurs de pic δ_{pic} et à grands déplacements relatifs δ_{res} sont respectivement de l'ordre de 21° et 14°. Ces valeurs sont en bon accord avec les valeurs obtenues par Bond et Jardine (1991) sur l'argile de Londres et les bases de données actuelles (Jardine et al., 2005)

Les valeurs de frottements obtenues par la méthode ICP en utilisant la valeur δ_{pic} sont les plus proches des valeurs mesurées. Elles rendent compte des fortes valeurs mobilisées dans l'argile des Flandres intacte au-delà de 7m de pénétration et de l'effet de dégradation du frottement dû au battage dans les couches supérieures entre 4 et 7m.

La Figure III-23 permet de comparer les valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux vissés moulés donnent des frottements réalistes. Pour les pieux forés les frottements sont surestimés dans l'argile des Flandres.

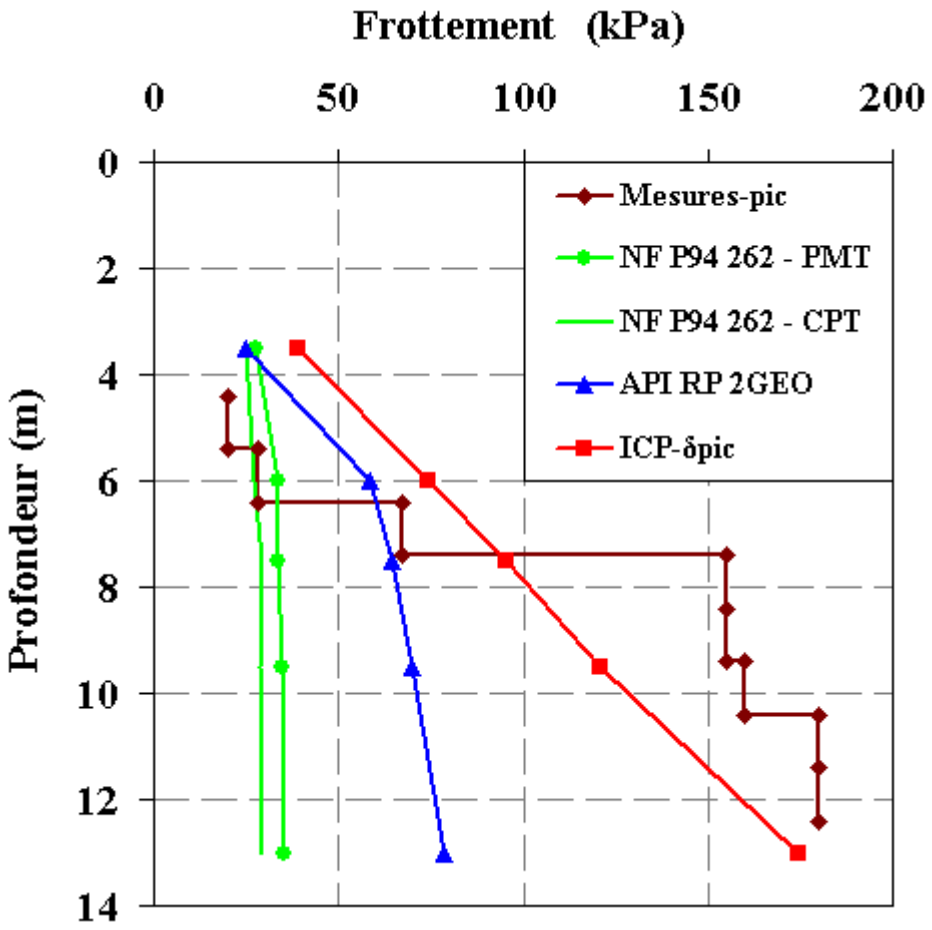


Figure III-23 : Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

Il est à noter que l'effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres a fait l'objet d'une publication (Benzaria et al., 2013) qui est présentée dans l'Annexe AIII-5.

III.2 PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX

III.2.1 Critères de rupture et de stabilité

A partir de la Figure III-19, on a défini les critères de rupture ou d'arrêt pour le chargement cyclique :

- Pour le pieu foré : le déplacement critique est celui qui a été accumulé à la fin du palier de la charge de fluage (Z_c= 10 mm ≡ 2,4 % D).
- Pour le pieu battu : le déplacement critique est celui qui a été accumulé à la charge limite (Z_c= 6mm≡ 1,5 % D).
- Pour le pieu vissé : le déplacement critique est celui qui a été accumulé à la fin du palier de la charge de fluage (Z_c= 6mm ≡ 1,4 % D).

De plus, on a utilisé les mêmes critères de stabilité pour caractériser les trois zones de stabilité :

- Stable (S): le déplacement en tête du pieu s'accumulent lentement après 1000 cycles sous un chargement répété ou alterné (< 1mm/1000 cycles).
- Instable (US): accumulation rapide de déplacement en tête du pieu sous un chargement répété ou alterné jusqu'à la rupture du pieu (Z_c) avant 100 cycles.

Métastable (MS): une accumulation de déplacement en tête du pieu avec un taux modéré sans stabilisation ni provocation de la rupture et cela entre 100 et 1000 cycles.

III.2.2 Les pieux forés

Dans le cadre de cette thèse, l'analyse du comportement sous chargements cycliques des pieux forés installés dans l'argile des Flandres sera limitée sur les essais cycliques en compression et alternés.

En ce qui concerne les essais cycliques en traction, un programme d'essais de chargements cycliques a été effectué sur le pieu expérimental F3 mais les résultats obtenus ont montré des tendances inexplicables à ce stade.

On suppose que l'aberrance des résultats des essais en traction soit liée à une mauvaise calibration du système de mesures pour la traction.

III.2.2.1 Les pieux forés sous chargements cycliques en compression

III.2.2.1.1 Analyse du comportement global des pieux

III.2.2.1.1.1 Historique de chargements

Pour analyser le comportement des pieux forés sous chargements cycliques en compression, on a effectué un programme de tests sur deux pieux expérimentaux. On présente dans le Tableau III-5, les tests effectués sur le pieu F2 en indiquant le nom et le type d'essai, la fréquence et le niveau de chargements cycliques ainsi que le nombre de cycles effectués pour chaque séquence.

Le niveau de chargements cycliques est caractérisé par la normalisation de la charge moyenne et de l'amplitude cyclique par la charge limite de l'essai statique qui les précède sauf pour les trois premières séquences M-F2/CC1 et M-F2/CC2 et M-F2/CC3 qui sont normalisées par l'essai statique N-F exécuté sur le pieu F1.

Tableau III-5 : Programme d'essais de chargements en compression sur le pieu foré F2

Pieux	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{uc}	Q_c / Q_{uc}	N cycles
F2	M-F2/CC1	Compression	Cyclique	0,5	0,5	0,25	3408
	M-F2/CC2		Cyclique	0,5	0,58	0,25	4834
	M-F2/CC3		Cyclique	0,5	0,58	0,33	2021
	M-F2/CR1		Statique rapide				
	M-F2/CC4		Cyclique	0,5	0,25	0,2	1013
	M-F2/CC5		Cyclique	0,5	0,4	0,2	1000
	M-F2/CC6		Cyclique	0,5	0,4	0,3	1088
	M-F2/CC7		Cyclique	0,5	0,5	0,3	602
	M-F2/CC8		Cyclique	0,5	0,5	0,4	81
	M-F2/CC9		Cyclique	0,1	0,5	0,4	24
	M-F2/CC10		Cyclique	0,5	0,5	0,4	85
	M-F2/CR2		Statique rapide				
	M-F2/CC11		Cyclique	0,1	0,4	0,39	502
	M-F2/CC12		Cyclique	0,5	0,4	0,39	478
	M-F2/CC13		Cyclique	0,5	0,6	0,3	159

On a reporté, sur la Figure III-24, la succession des courbes efforts-déplacements en tête obtenues pour les différents essais effectués sur le pieu F2.

Il faut noter que certaines séquences qui n'ont pas provoqué de déplacement permanent significatif, elles ont été décalées pour pouvoir les visualiser séparément.

L'observation des courbes de l'ensemble des essais permet de noter que le pieu F2 a subi un déplacement total réel de l'ordre de 230 mm.

Elle permet de visualiser aussi les séquences cycliques qui ont amené le pieu à la rupture (plus de 10 mm de déplacement en tête).

L'histoire des chargements ne semble pas avoir d'effet notable sur la réponse des pieux sous sollicitations statiques et cycliques. En comparant les deux essais statiques rapides (M-F1/CR1 et M-F1/CR2), on remarque que les deux essais atteignent une charge limite de Q_{uc}= 900 kN. De plus, les essais cycliques ne montrent pas un changement de régime en matière de rigidité et de déplacement sous l'influence des essais qui les précèdent.

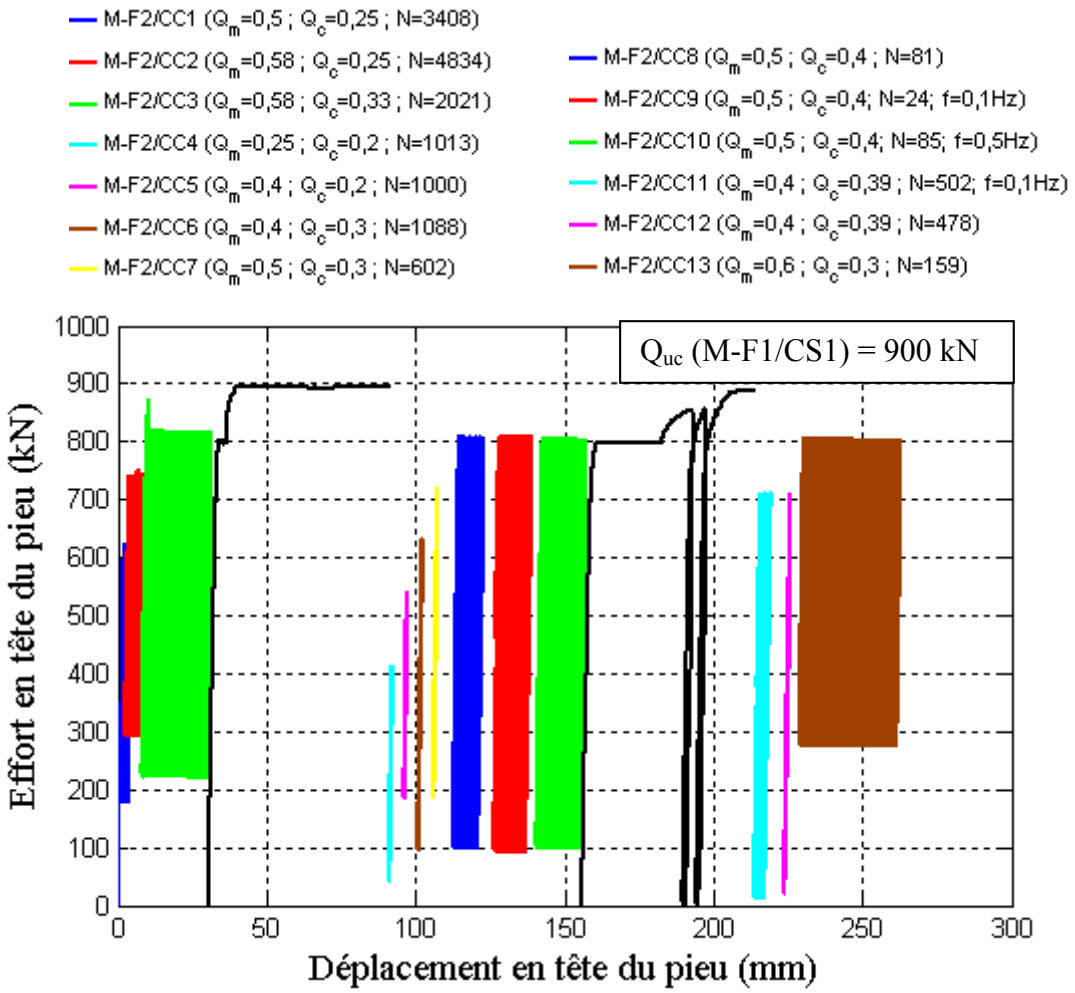


Figure III-24 : Historique de chargements sur le pieu foré F2

III.2.2.1.1.2 Courbes typiques effort-déplacement en tête

La réponse du pieu F2 en matière d'effort-déplacement en tête sous chaque séquence cyclique en compression est présentée, selon l'ordre de réalisation, sur les Figure III-25 et Figure III-26.

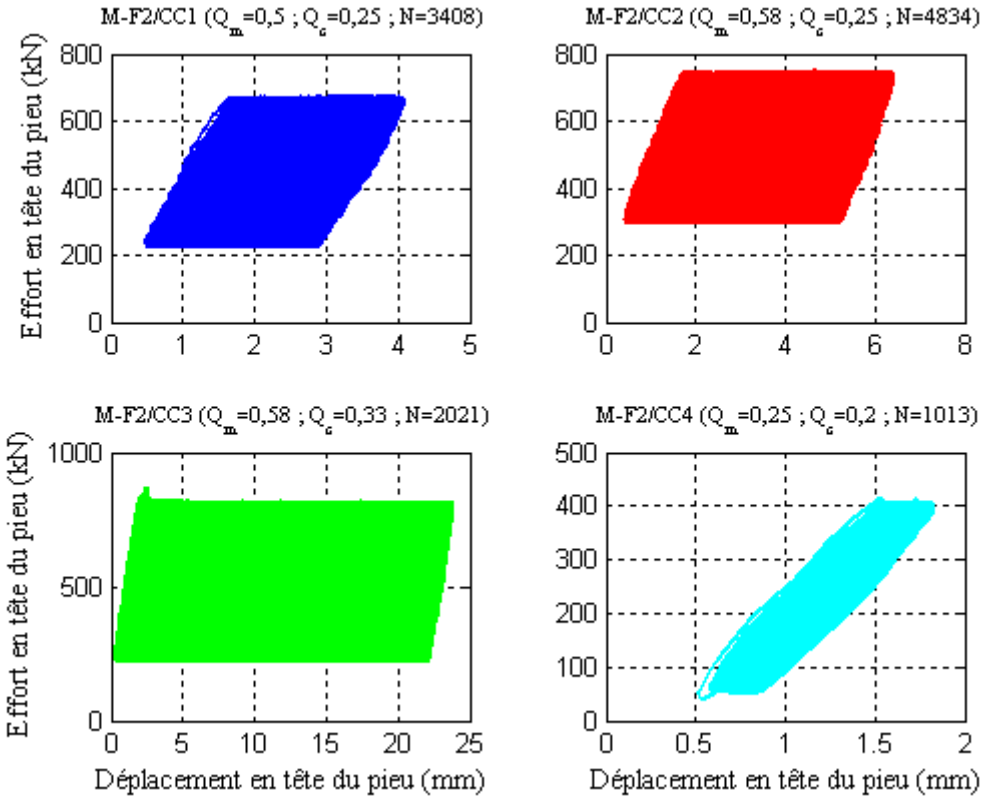


Figure III-25 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2

D'après les deux figures, les séquences qui ont provoqué la rupture (c'est à dire atteint le déplacement critique de 10 mm) sont celles qui ont un niveau de chargement (Q_{max}) très élevés d'au moins 90% de la charge ultime du pieu (M-F1/CC3, M-F1/CC8, M-F1/CC9, M-F1/CC10 et M-F1/CC13). Toutefois, le nombre de cycles nécessaire pour atteindre ce déplacement critique dépend de plusieurs paramètres tels que l'historique du chargement et la fréquence.

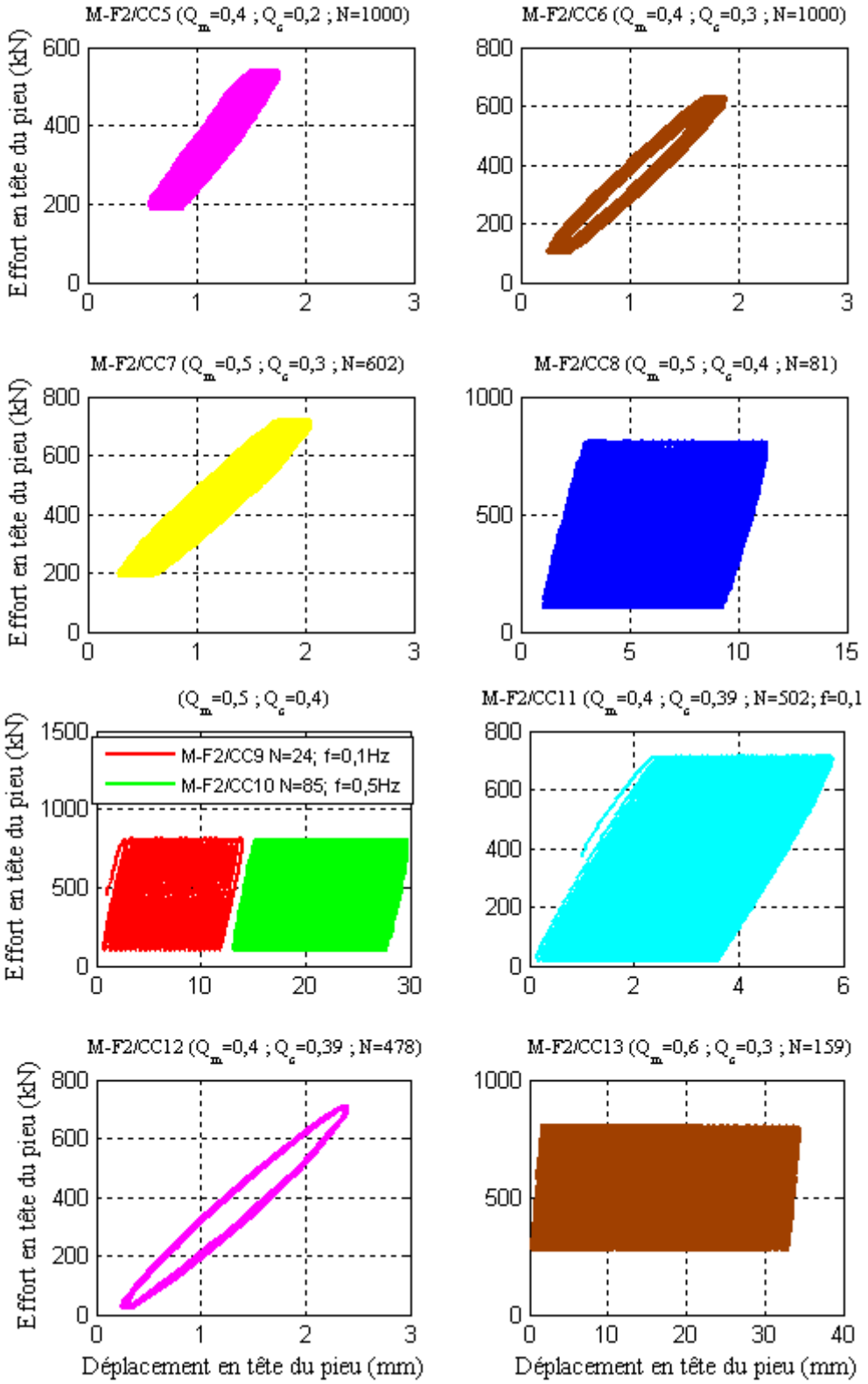


Figure III-26 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2 (suite)

III.2.2.1.1.3 Évolution du déplacement en tête

Pour étudier l'évolution des déplacements sous chargements cycliques, on a choisi de calculer le déplacement relatif maximal cyclique Z_{max} :

$$Z_{max} = Z_{max,N} - Z_{max,1} \qquad \text{(III-6)}$$

où : $Z_{max,N}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du cycle N ;

$Z_{max,1}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du premier cycle.

Le calcul de Z_{max} permet de visualiser uniquement l'accumulation des déplacements maximaux permanents du pieu engendrée lors de la séquence cyclique.

On a choisi donc de ne pas considérer l'historique du chargement et la montée statique jusqu'à la charge moyenne.

On reporte donc, sur la Figure III-27, le déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycles des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F2.

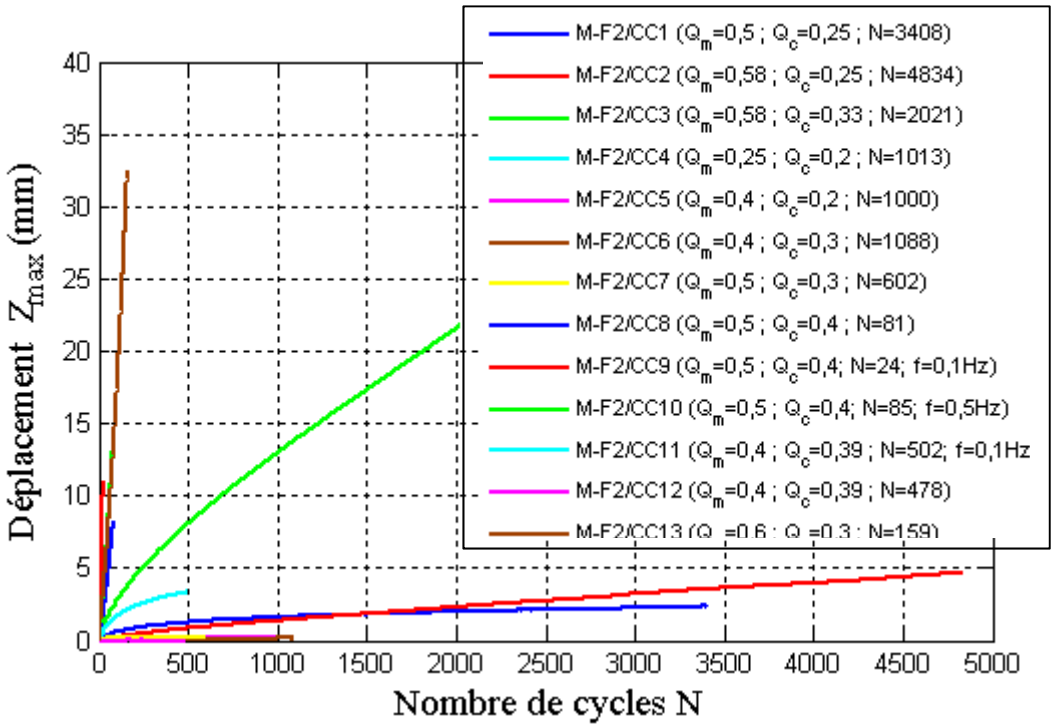


Figure III-27 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F2.

Il est à noter qu'il faut regarder la couleur et le nombre de cycles de chaque séquence pour faciliter l'identification des courbes.

L'allure des essais cycliques qui ont provoqué la rupture (c'est à dire atteint le déplacement critique de Z_c =10 mm) peut être considérée similaire avec un mode de rupture brutal sauf pour l'essai M-F1/CC3 qui était le premier essai provoquant la rupture. Certes, le nombre de cycles produisant la rupture est différent pour chaque essai mais le comportement observé est instable (N< 100 cycles).

On remarque aussi que les séquences qui ont engendré une instabilité du pieu ont tous un niveau de chargement cyclique maximal ($Q_{max} = Q_m+Q_c \geq 0{,}9\ Q_c$).

III.2.2.1.1.4 Évolution de la rigidité cyclique du pieu

La rigidité cyclique est définie par la relation III-7 :

$$K_{c,N} = \frac{Q_{\max,N} - Q_{\min,N}}{Z_{\max,N} - Z_{\min,N}} \qquad \text{(III-7)}$$

L'étude de l'évolution de la rigidité cyclique du pieu se fait, de la même manière, à partir du facteur d'évolution de la rigidité cyclique ΔK_c :

$$\Delta K_c = \frac{K_{c,N}}{K_{c,1}} \qquad \text{(III-8)}$$

où : $K_{c,N}$: rigidité cyclique du pieu au cours du cycle N ;

$K_{c,1}$: rigidité cyclique du pieu au cours du premier cycle.

La Figure III-28 donne, pour tous les essais effectués sur le pieu F2, le facteur d'évolution de la rigidité cyclique du pieu en fonction du nombre de cycle.

Cette figure montre que le pieu F2 sous chargements cycliques se déplace jusqu'à la rupture sans modification de sa rigidité cyclique.

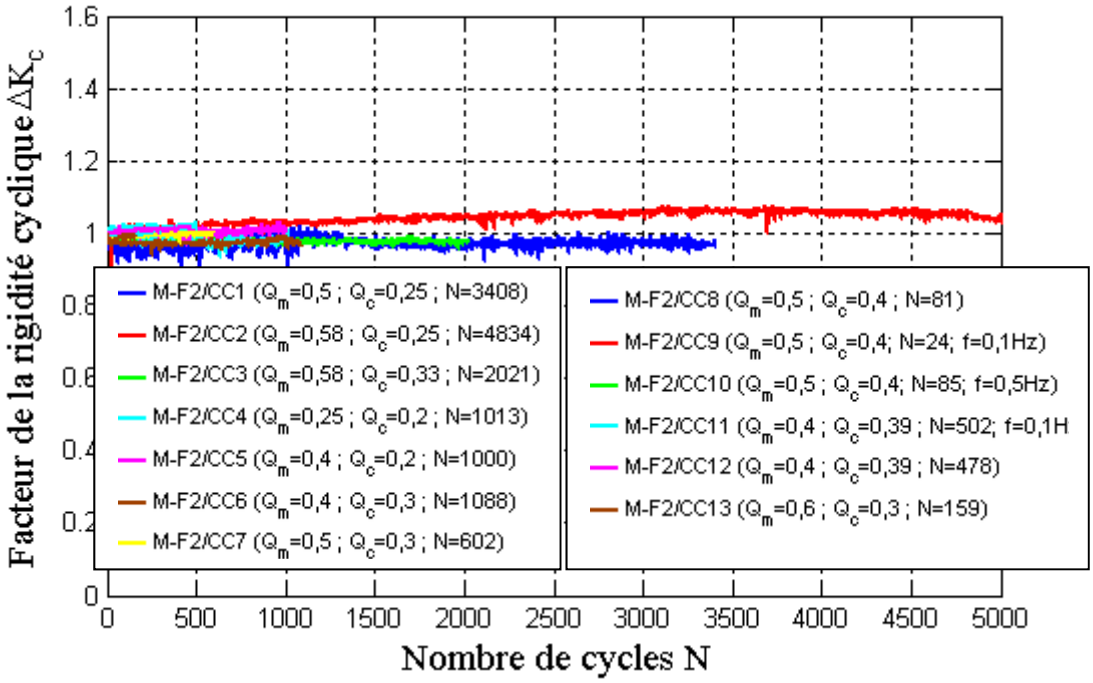


Figure III-28 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F2.

III.2.2.1.1.5 Influence de la fréquence

Pour étudier l'influence de la fréquence sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu foré sous chargements cycliques, on a varié à plusieurs reprises la fréquence de 0,5 Hz à 0,1 Hz.

La Figure III-29 montre, pour les trois séquences cycliques M-F2/CC8, M-F2/CC9 et M-F2/CC10 qui ont la même charge moyenne Q_m= 0,5 Q_{uc} et la même amplitude cyclique Q_c= 0,4 Q_{uc}, l'évolution du déplacement maximal Z_{max} en tête du pieu en fonction du nombre de cycles.

L'essai M-F2/CC9 a été réalisé avec une fréquence de 0,1 Hz et a déplacé le pieu jusqu'au déplacement critique de 10 mm en seulement 24 cycles.

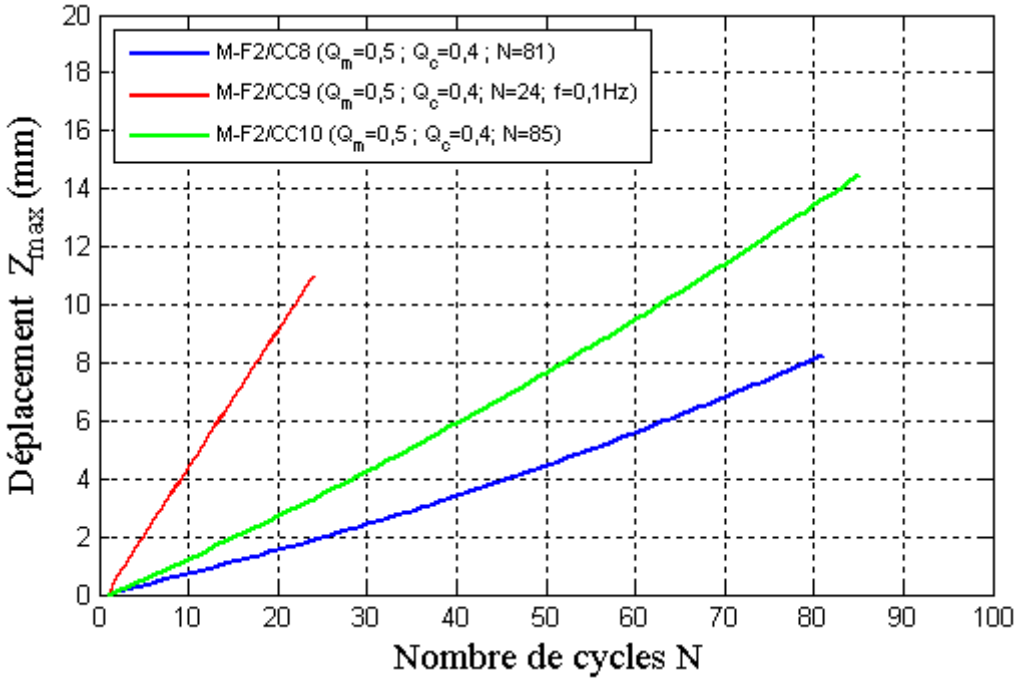


Figure III-29 : Influence de la fréquence sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 sous la combinaison de chargement cyclique (Qm= 0,5 et Qc=0,4)

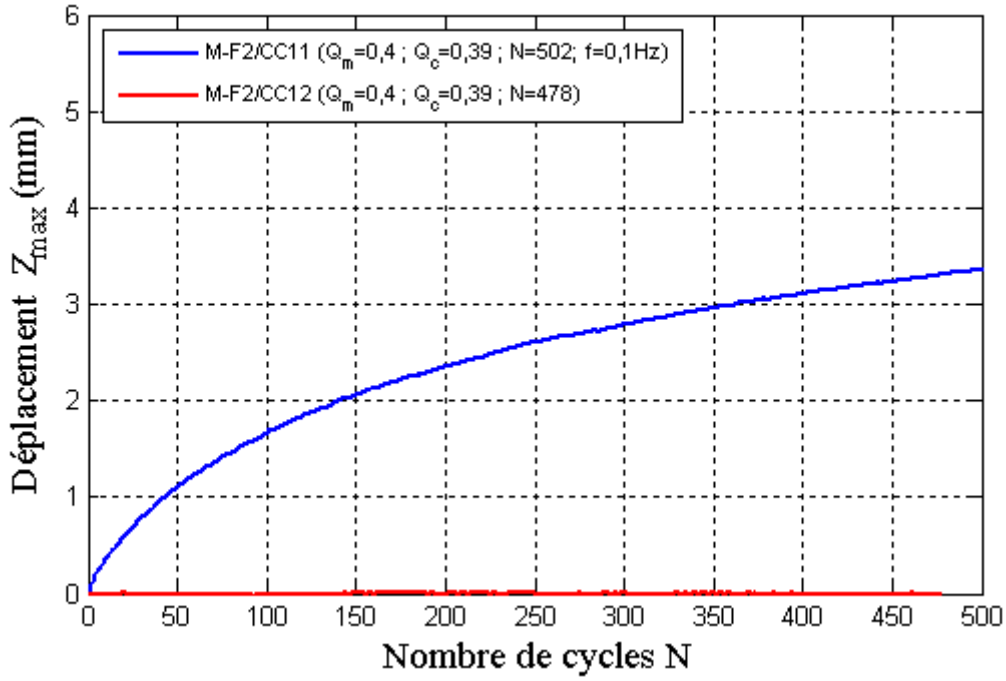


Figure III-30 : Influence de la fréquence sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2 sous la combinaison de chargement cyclique (Qm= 0,4 et Qc=0, 39)

Les essais M-F2/CC8 et M-F2/CC10 ont été réalisés avec une fréquence de 0,5 Hz : le premier n'a pas povoqué la rupture du pieu après 80 cycles tandis que le deuxième l'a provoqué en 63 cycles.

Deux autres essais M-F2/CC11 et M-F2/CC12, qui ont la même charge moyenne Q_m= 0,4 Q_{uc} et la même amplitude cyclique Q_c= 0,39 Q_{uc}, ont été testés avec des fréquences respectives de 0,1 Hz et 0,5 Hz. La Figure III-30 montre que, pendant les 500 cycles appliqués, le premier a mobilisé plus de déplacement maximal Z_{max} en tête du pieu que le deuxième.

Ces résultats tendent à montrer que la fréquence a une certaine influence sur la réponse des pieux forés sous chargements cycliques en matière de déplacement en tête. Un chargement cyclique de faible fréquence engendre, pour un nombre de cycles donné, un déplacement en tête du pieu plus important que si celui-ci était appliqué avec une fréquence plus élevée.

On peut être quelque peu étonné de l'importance des variations observées compte tenu de la faible variation de fréquence mise en jeu (rapport de 1 à 5). Il faut cependant observer que les essais sont effectués pour des taux de chargement à la limite de la zone de stabilité cyclique du pieu.

D'une manière générale, les observations s'accordent avec les résultats trouvés dans la partie (III.1.1.1.5) indiquant que la charge ultime du pieu augmente en fonction de la vitesse de chargement.

III.2.2.1.1.6 Influence de la charge moyenne, de l'amplitude cyclique et de la charge maximale

L'étude de l'effet potentiel de la charge moyenne sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu foré a été menée par la réalisation de trois essais cycliques (M-F2/CC6, M-F2/CC7 et M-F2/CC13) qui ont tous la même amplitude cyclique Q_c= 0,3 Q_{uc} mais une charge moyenne variable de (Q_m= 0,4 ; 0,5 et 0,6 Q_{uc} respectivement).

La Figure III-31 montre, pour les trois séquences cycliques, l'évolution du déplacement maximal Z_{max} en tête du pieu en fonction du nombre de cycles.

Le passage de Q_m= 0,4 à 0,5 Q_{uc} n'a pas eu d'incidence sur le taux de mobilisation de déplacement Z_{max} tandis que lorsque Q_m a atteint 0,6 Q_{uc}, on a observé une augmentation brutale du déplacement jusqu'à la rupture en seulement 159 cycles.

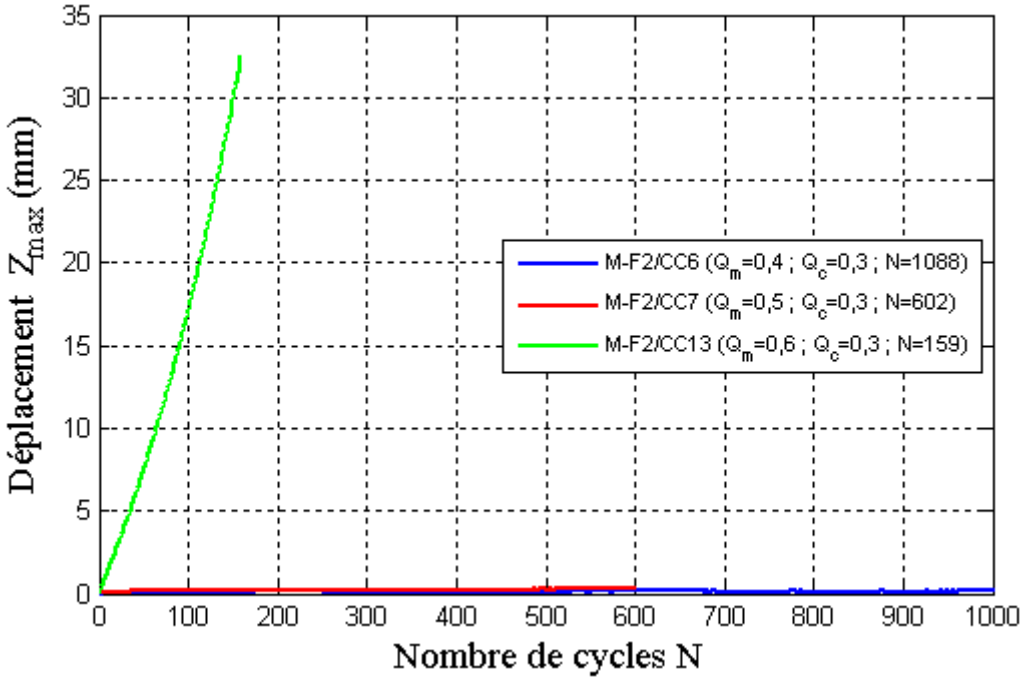


Figure III-31 : Influence de la charge moyenne sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2

Il convient cependant de noter que lors de cet essai la charge maximale a atteint 90% de la charge ultime (Q_{max}= 0,9 Q_{uc}).

De la même manière l'étude de l'effet potentiel de l'amplitude cyclique sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu foré a été mené par la réalisation de trois essais cycliques (M-F2/CC1, M-F2/CC7 et M-F2/CC8) qui ont tous la même charge moyenne de Q_m= 0,5 Q_{uc} mais une amplitude cyclique variable de (0,25 ; 0,3 et 0,4 Q_{uc} respectivement).

La Figure III-32 montre, pour les trois séquences cycliques, l'évolution du déplacement maximal Z_{max} en tête du pieu en fonction du nombre de cycles.

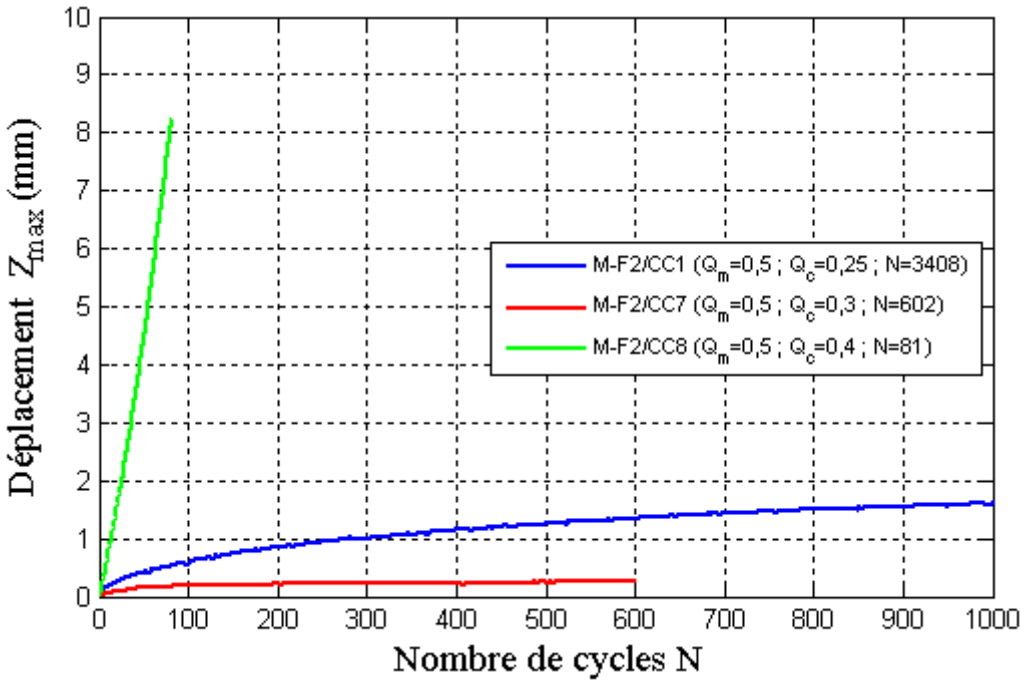


Figure III-32 : Influence de l'amplitude cyclique sur l'accumulation de déplacement en tête du pieu F2

Cette figure montre que l'augmentation de l'amplitude cyclique de Q_c= 0,25 à 0,3 Q_{uc} a eu pour effet de diminuer le taux d'évolution du déplacement, ce qui correspond à un effet contraire à celui attendu.

Lorsque l'amplitude cyclique est passée à Q_c= 0,4 Q_{uc} durant l'essai M-F2/CC8, on a observé une augmentation brutale du déplacement. Toutefois, cet essai effectué à une charge maximale de Q_{max}= 0,9 Q_{uc}.

En rapprochant les deux séries de résultats, on est amené à conclure que c'est la charge maximale qui semble contrôler la réponse du pieu et l'accumulation des déplacements.

III.2.2.1.1.7 Capacité post-cyclique

L'influence des séquences cycliques ayant provoqué la rupture du pieu sur la capacité de ce dernier, peut être analysée en comparant :

- d'une part les résultats de l'essai statique M-F1/CS1 avec celui de l'essai rapide M-F2/CR1;
- d'autre part les résultats des deux essais statiques rapides M-F2/CR1 et M-F2/CR2.

La Figure III-33 montre une comparaison entre l'essai statique N-F effectué sur le pieu F1 et le deux essais statiques effectués sur le pieu F2 en termes d'effort-déplacement en tête.

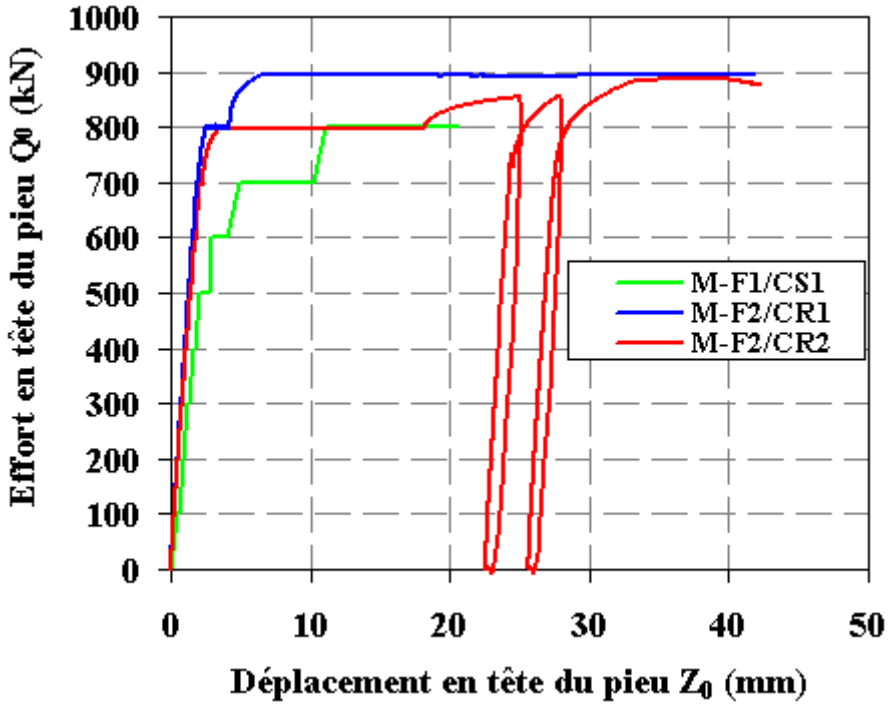


Figure III-33 : Comparaison entre l'essai statique N-F effectué sur le pieu F1 et les différents essais statiques rapides effectués sur le pieu F2.

La première comparaison permet de constater que l'essai rapide post-cyclique M-F2/CR1 a montré une capacité et une rigidité plus grandes que celles obtenues lors de l'essai statique M-F1/CS1 effectué sur le pieu F1.

On pense que cette différence n'est pas liée aux essais cycliques effectués précédemment mais elle est principalement liée à l'effet de vitesse de chargement (en considérant que les deux pieux ont la même capacité initiale).

En outre, en comparant les deux essais statiques effectués du pieu F2, on remarque que la valeur de la capacité post-cyclique est resté identique avec un Q_{uc} = 900 kN à 40 mm de déplacement du pieu même si durant l'essai M-F2/CR2, il a eu deux déchargements et chargements afin de visualiser une perte de capacité. Cependant, même si la rigidité initiale est similaire pendant les deux essais, il y a eu plus de

déplacements liés au fluage dans l'avant dernier palier (800 kN) durant l'essai M-F2/CR2.

De plus, ces deux essais permettent de confirmer que l'historique du chargement a peu d'influence sur la réponse du pieu sous sollicitations statiques.

III.2.2.1.2 Analyse du comportement local des pieux

III.2.2.1.2.1 Répartition des efforts dans le pieu

On commence par présenter la répartition des efforts le long du pieu F2 sous les différentes séquences cycliques.

On montre respectivement sur la Figure III-34 les efforts mesurés le long du pieu F2 au premier et au dernier cycle des deux premiers essais cycliques (M-F2/CC1, M-F2/CC2) et des séquences qui ont provoqué la rupture (M-F2/CC3, M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13).

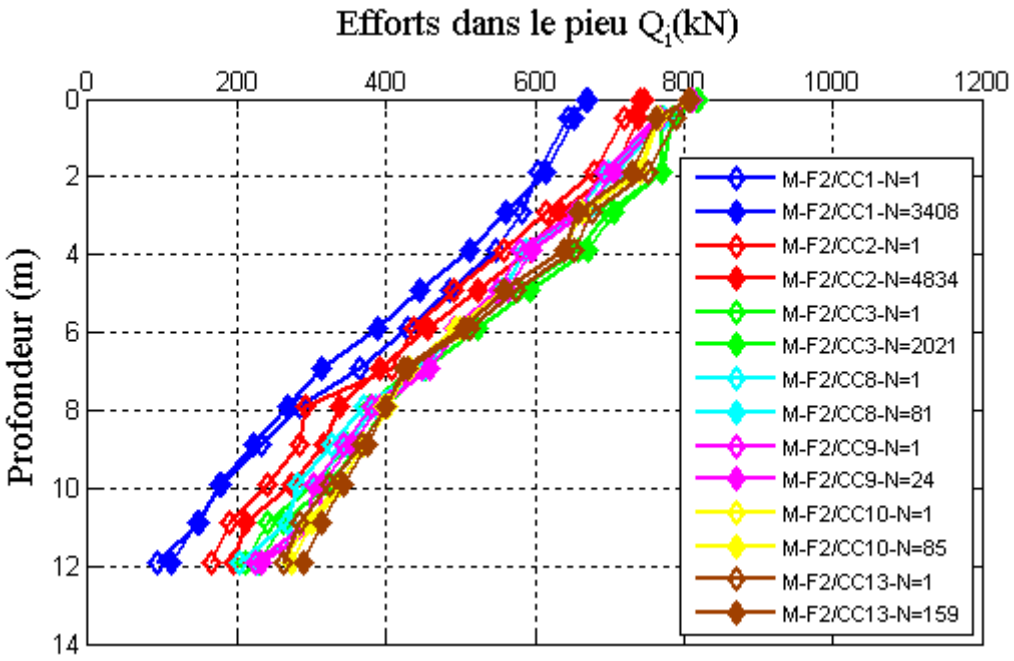


Figure III-34 : Les efforts mesurés le long du pieu F2 au premier et au dernier cycle des différents essais cycliques.

Cette figure permet d'observer :

- une faible évolution de la distribution des charges dans le pieu F2 en fonction de la charge cyclique maximale Q_{max};

- une mobilisation progressive de la résistance de pointe en fonction de l'historique du chargement.

La variation de la distribution des efforts dans le pieu, entre le premier cycle et le dernier de chaque séquence, est mineure excepté durant le premier essai, qui était appliqué sur le pieu vierge, où on a observé un transfert de l'effort vers les couches profondes.

III.2.2.1.2.2 Évolution du frottement latéral

Compte tenu des observations précédentes sur la répartition des efforts le long du pieu F2 lors des différentes séquences cycliques, on a choisi de montrer l'évolution du frottement maximal en fonction du nombre de cycles pour les séquences qui ont provoqué la rupture du pieu seulement (M-F2/CC3, M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13).

Pour ne pas surcharger les figures, on reporte uniquement le frottement maximal mobilisé dans les couches de l'argile des Flandres.

L'évolution du frottement latéral maximal en fonction du nombre de cycles durant l'essai M-F2/CC3 est montrée sur la Figure III-35. Cette dernière montre une légère dégradation du frottement à grands nombres de cycles dans les couches à 6 et 7 m accompagnée d'une augmentation du frottement de la couche à 8 m. Ceci illustre le report des charges vers les couches les plus profondes.

Les Figure III-36, Figure III-37, Figure III-38 et Figure III-39 illustrent respectivement le frottement maximal développé dans les couches de l'argile des Flandres durant les séquences M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13. Elles montrent toutes une stabilisation générale du frottement en fonction des cycles à l'exception de quelques fluctuations liées au report des charges vers les couches les plus profondes.

D'une manière générale, la mobilisation du frottement cyclique maximal, qui est développé durant les séquences cycliques, ne semble pas être très affectée par les cycles.

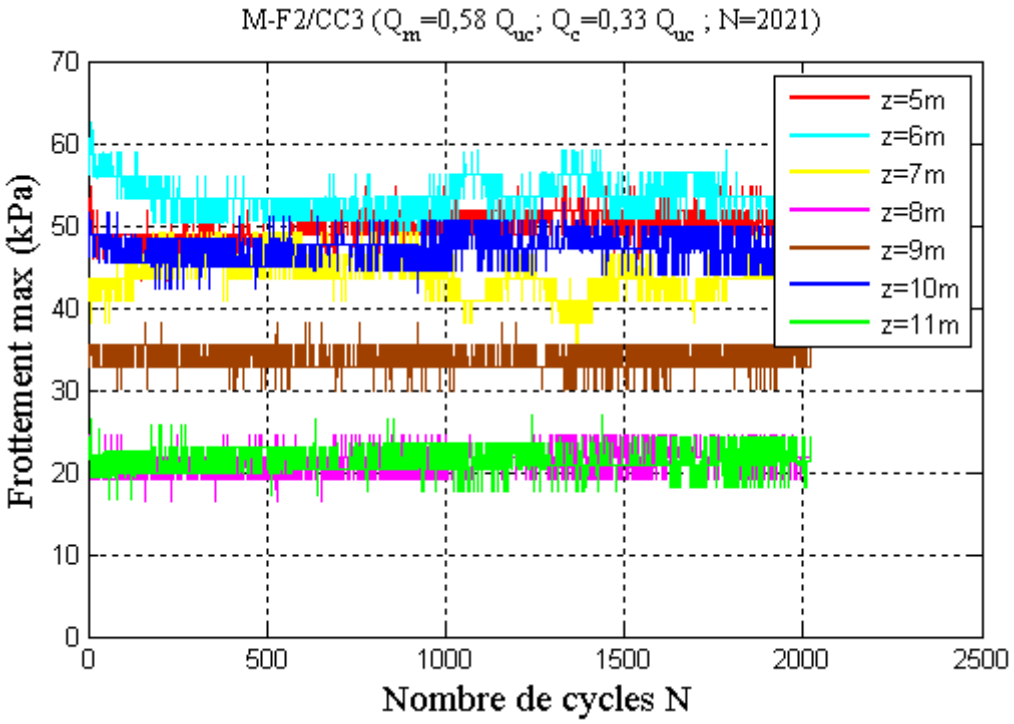


Figure III-35 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC3

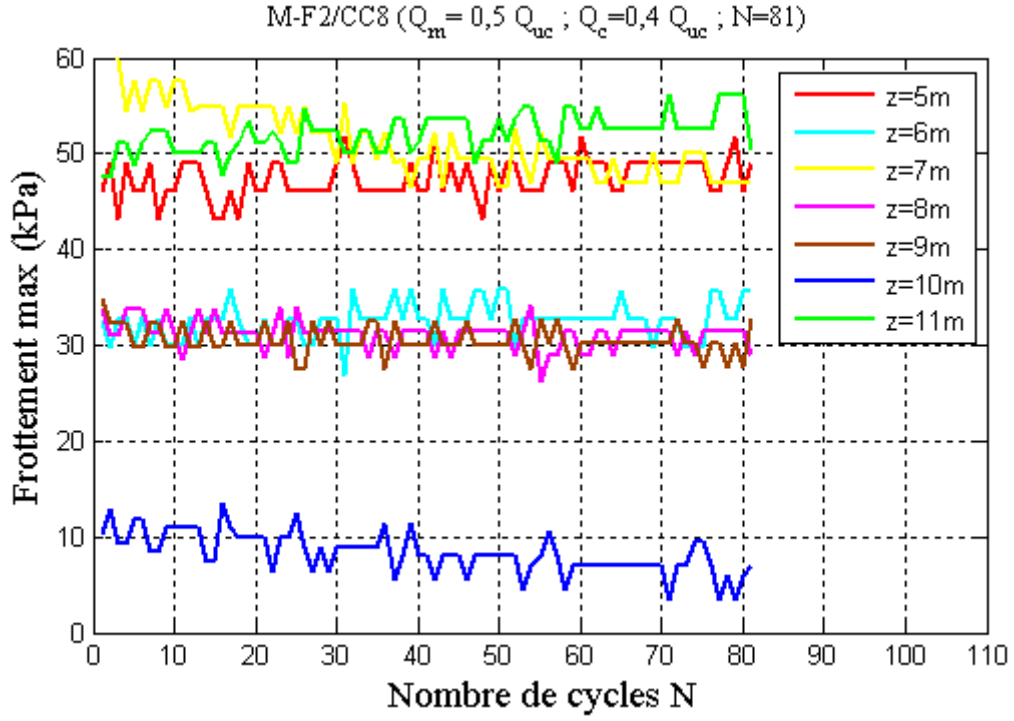


Figure III-36 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC8

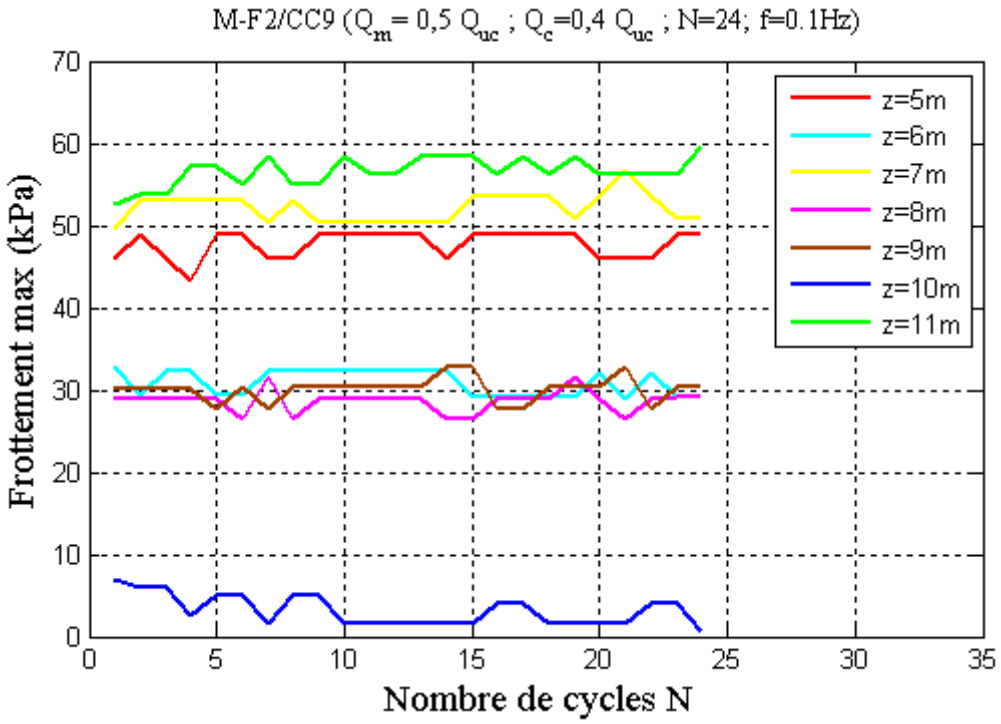


Figure III-37 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC9

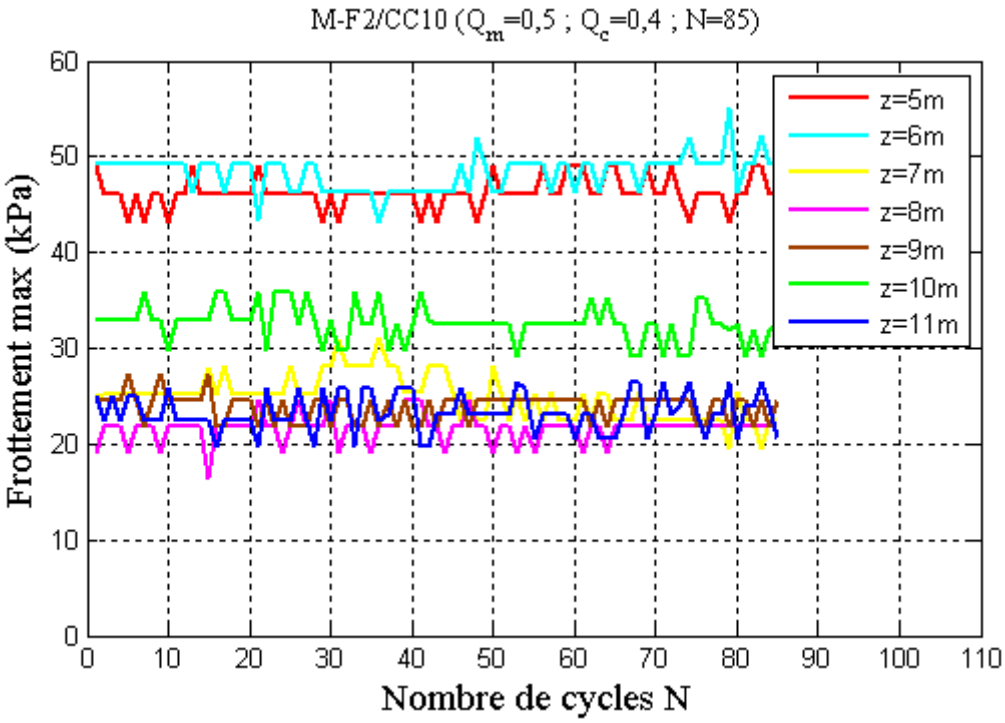


Figure III-38 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC10

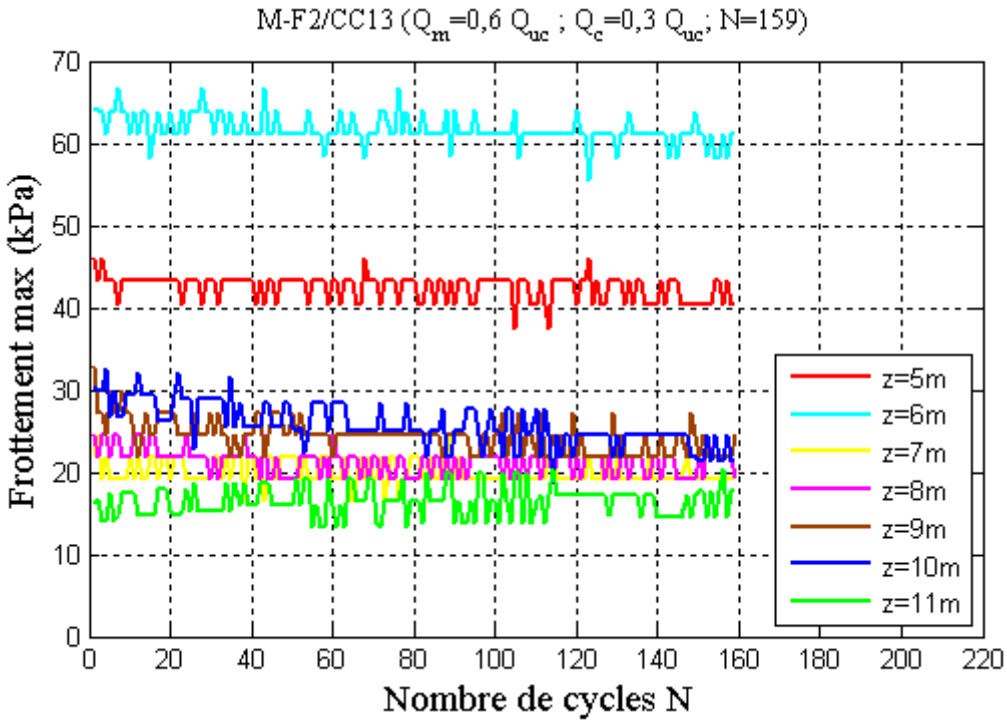


Figure III-39 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-F2/CC13

Compte tenu de l'application des essais cycliques en compression, l'affaiblissement des couches supérieures entraîne un transfert de charges de la partie haute vers la partie basse du pieu. Ce transfert s'accompagne donc d'une augmentation de la résistance de pointe.

III.2.2.1.2.3 Évolution de la résistance de pointe

L'étude de l'évolution de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles, qui est montrée sur la Figure III-40, sera également centrée sur les séquences qui ont provoqué la rupture du pieu seulement (M-F2/CC3, M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13).

La tendance générale observée est une légère augmentation de la résistance de pointe durant chaque séquence cyclique. De plus, la valeur de celle-ci au premier cycle augmente en fonction de l'historique de chargement. En effet, à l'exception de l'essai M-F2/CC3 qui avait une charge cyclique maximale plus élevée que les autres, on voit que la valeur de la résistance de pointe augmente après chaque séquence cyclique effectuée.

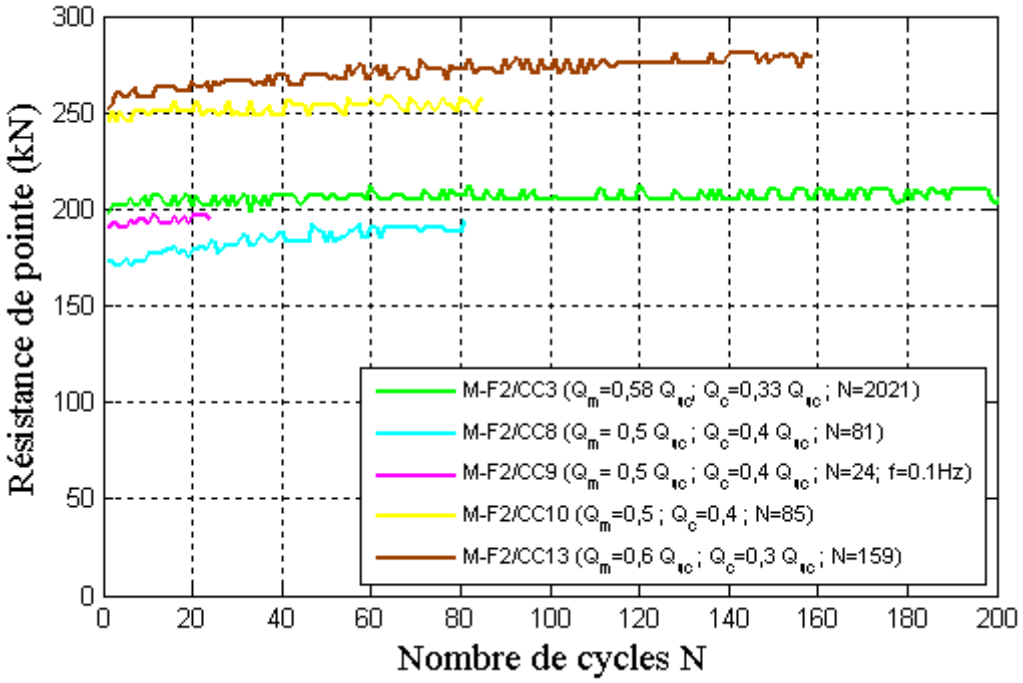


Figure III-40 : Évolution de la résistance de pointe du pieu F2 durant les essais (M-F2/CC3, M-F2/CC8, M-F2/CC9, M-F2/CC10 et M-F2/CC13).

III.2.2.2 Les pieux forés sous chargements cycliques alternés

Le pieu F4 a été utilisé pour analyser le comportement des pieux forés sous chargements cycliques alternés. Le programme de chargement est présenté dans le Tableau III-6.

Tableau III-6 : Programme d'essais de chargements alternés sur le pieu foré F4

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{uc}	Q_c / Q_{uc}	N cycles
F4	M-F4/AC1	Alterné	Cyclique	0,1	0,06	0,23	1000
	M-F4/AC2		Cyclique	0,1	0,11	0,31	2000
	M-F4/AC3		Cyclique	0,1	0,12	0,39	1500
	M-F4/AC5		Cyclique	0,1	-0,04	0,23	130
	M-F4/AC6		Cyclique	0,1	0,19	0,45	400
	M-F4/AC7		Cyclique	0,1	0,05	0,49	3000
	M-F4/AC8		Cyclique	0,1	0,06	0,46	450
	M-F4/AC9		Cyclique	0,1	-0,02	0,41	800

La convention considérée dans cette analyse considère des signes positifs pour l'effort en compression et l'enfoncement du pieu et des signes négatifs pour l'effort en traction et l'extraction du pieu.

Étant donné que l'effort appliqué est alterné et que le pieu n'a pas la même capacité en compression et en traction, on a choisi de normaliser la charge moyenne et l'amplitude cyclique par la charge ultime du pieu en compression.

L'ensemble des courbes efforts-déplacements en tête obtenues pour les différents essais effectués sur le pieu F4 est présenté sur la Figure III-41.

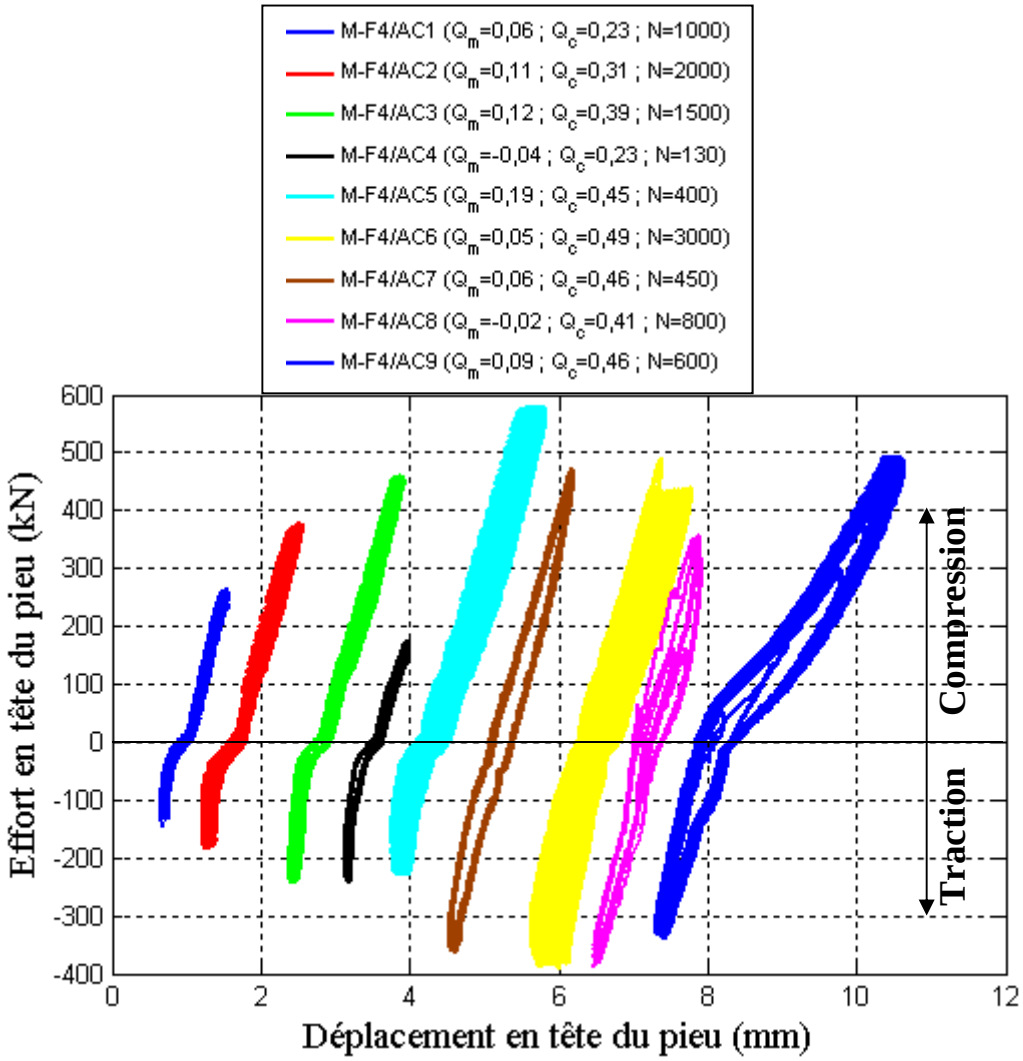


Figure III-41 : Historique de chargements sur le pieu foré F4

Il est important de mentionner qu'on a séparé les différentes séquences cycliques pour bien visualiser la réponse du pieu sous chacune des séquences en matière efforts-déplacements. En réalité, le pieu a subi un déplacement total d'environ 3,5 mm.

On constate, à partir de la Figure III-41, qu'aucune séquence cyclique n'a été en mesure de provoquer la rupture du pieu qui correspondrait à 10 mm de déplacement en tête. On a utilisé au maximum les capacités du vérin cyclique (monté en opposition au vérin statique) sans arriver à déstabiliser le pieu tant sous chargements cycliques alternés symétriques que non symétriques en compression.

La stabilité du pieu sous chargements cycliques alternés semble assurée pour une valeur de la charge maximale de Q_{max} au moins égale à 580 kN (soit 64% de Q_{uc}).

Compte tenu de cette stabilité du pieu, on a choisi de limiter l'interprétation à cette analyse globale.

III.2.2.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques

Une représentation synthétique de l'ensemble des essais cycliques en compression et alternés sur les pieux forés est donnée sur la Figure III-42.

Cette synthèse est illustrée sous forme de diagramme où les essais cycliques sont positionnés en fonction de leur charge moyenne Q_m et amplitude cyclique Q_c par rapport à la charge limite du pieu en compression Q_{uc} et sont marqués différemment en fonction de leur impact sur le pieu en matière d'accumulation de déplacement.

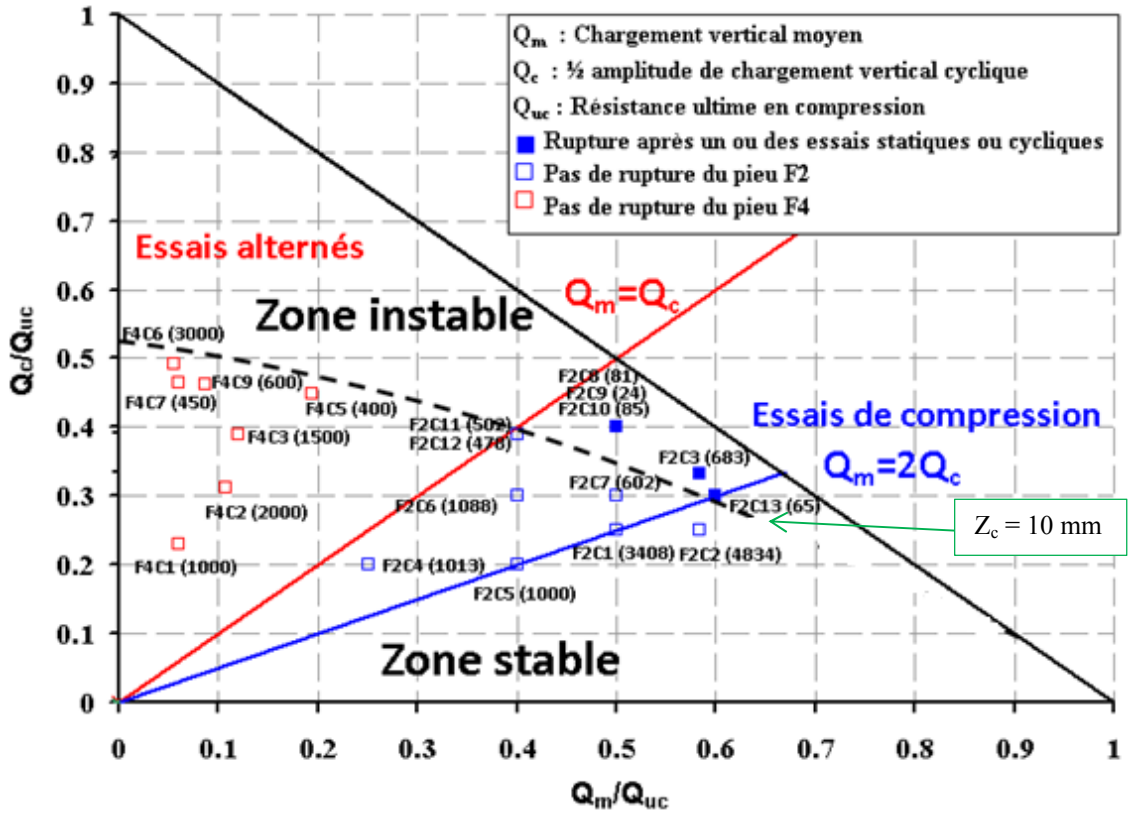


Figure III-42 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés à Merville

Sur ce diagramme, on peut visualiser clairement les séquences qui ont déplacé le pieu jusqu'au déplacement critique de Z_c = 10 mm. Ces séquences ont en commun un chargement cyclique maximal qui a atteint au moins 90% de la charge limite du pieu en compression Q_{uc}.

On remarque que la zone métastable est quasi inexistante sauf pour l'essai M-F2/CC11 qui a provoqué la rupture du pieu en 502 cycles.

Malheureusement, la limite du vérin cyclique n'a pas permis d'effectuer des essais de chargements cycliques alternés avec $Q_{max} \geq 0,7\ Q_{uc}$ ce qui aurait permis de préciser l'extension de la zone de stabilité aux faibles valeurs de Q_m/Q_{uc}.

Il est donc préconisé de ne pas extrapoler les résultats dans le domaine des essais alternés. Les données disponibles indiquent en effet une réduction du seuil critique dans le domaine alterné.

III.2.3 Les pieux vissés

L'analyse du comportement des pieux vissés sous chargements cycliques en compression et en traction portera uniquement sur les relations effort-déplacement en tête.

On a choisi de se limiter à ce type d'analyse car on n'a pas observé de rupture des pieux vissés durant toute la compagne d'essais.

Il est important de rappeler que la rupture du pieu vissé sous chargements cycliques a été définie par une accumulation de déplacement tête qui atteint un déplacement critique de Z_c = 6 mm.

III.2.3.1 Les pieux vissés sous chargements cycliques en compression

Le programme des essais de chargements cycliques en compression effectués sur le pieu S1 est présenté dans le Tableau III-7.

Tableau III-7 : Programme d'essais de chargements en compression sur le pieu foré S1

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{uc}	Q_c / Q_{uc}	N cycles
S1	**M-S1/CS1**	Compression	Statique NF				
	M-S1/CR1		Statique rapide				
	M-S1/CC1		Cyclique (F = 3)	0,5	0,2	0,15	5000
	M-S1/CC2		Cyclique (F = 2)	0,5	0,3	0,2	5000
	M-S1/CC3		Cyclique	0,5	0,3	0,3	1400
	M-S1/CC4		Cyclique	0,5	0,4	0,2	1000
	M-S1/CC5		Cyclique	0,5	0,4	0,3	1000
	M-S1/CC6		Cyclique	0,5	0,5	0,3	1000
	M-S1/CC7		Cyclique	0,5	0,4	0,36	500
	M-S1/CR2		Statique rapide				

On reporte, sur la Figure III-43, l'ensemble des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais effectués sur le pieu S1.

Après l'application de l'essai statique N-F, qui a permis de définir la charge ultime du pieu vissé en compression (Q_{uc} = 1250 kN) et la réalisation de l'essai rapide M-S1/CR1, on a procédé à l'exécution de plusieurs séries cycliques en commençant par un niveau de chargement Q_{max} = 0,35 Q_{uc} (coefficient de sécurité F=3) jusqu'à un chargement cyclique maximal Q_{max} = 0,76 Q_{uc}.

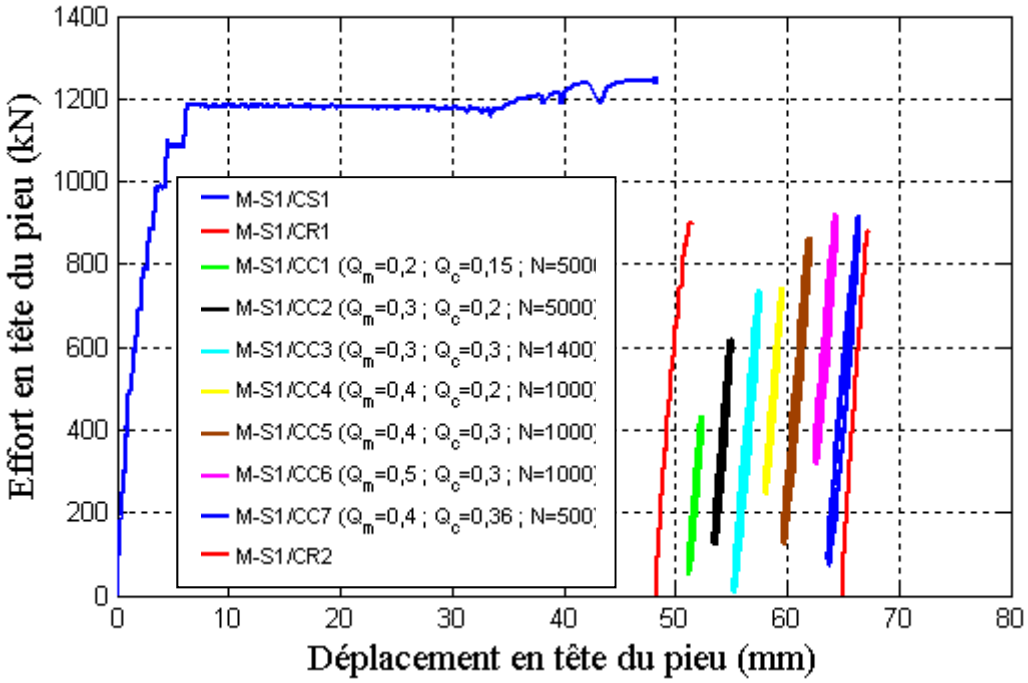


Figure III-43 : Historique de chargements en compression sur le pieu vissé S1

Le tracé des courbes effort-déplacement en tête du pieu sous les différents essais montre que le pieu n'a subi aucune rupture. En effet, le pieu a accumulé peu de déplacements sous chargements cycliques puisque, en réalité, les différentes courbes illustrées séparément sont quasiment superposées.

En définitive, le pieu peut être considéré stable durant les chargements cycliques avec un coefficient de sécurité de 2 et 3 même après 5000 cycles.

De plus la stabilité du pieu observée durant l'essai cyclique de charge maximale de $Q_{max} = 0,76\ Q_{uc}$ semble suggérer une valeur de seuil de stabilité du même ordre que celle observée pour le pieu foré, à savoir $0,9\ Q_{uc}$.

III.2.3.2 Les pieux vissés sous chargement en traction

Dans le Tableau III-8, on présente le programme des essais de chargements cycliques en traction effectués sur le pieu S2.

La charge moyenne et l'amplitude cyclique sont normalisées par la charge limite Q_{ut} = 1100 kN qui est obtenue par la soustraction de la charge ultime en compression de l'essai statique N-F en compression effectué sur le pieu S1.

Tableau III-8 : Programme d'essais de chargements en traction sur le pieu foré S2

Pieux	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{ut}	Q_c / Q_{ut}	N cycles
S2	**M-S2/TR1**	Traction	Statique rapide				
	M-S2/TC1		Cyclique (F = 3)	0,5	0,2	0,15	5000
	M-S2/TC2		Cyclique (F = 2)	0,5	0,3	0,2	5000
	M-S2/TC3		Cyclique	0,5	0,3	0,3	1000
	M-S2/TC4		Cyclique	0,5	0,4	0,2	1000
	M-S2/TC5		Cyclique	0,5	0,4	0,3	1000
	M-S2/TC6		Cyclique	0,5	0,4	0,4	1000
	M-S2/TC7		Cyclique	0,5	0,5	0,3	1000
	M-S2/TR2		Statique rapide				
	M-S2/TC8		Cyclique	1	0,5	0,2	1000
	M-S2/TC9		Cyclique	0,5	0,5	0,2	1000
	M-S2/TC10		Cyclique	0,1	0,5	0,2	500
	M-S2/TR3		Statique rapide				

Les essais cycliques en traction ont été réalisés avec la même philosophie que ceux en compression. On a procédé à la vérification de la stabilité du pieu pour les chargements cycliques avec un coefficient de sécurité F=3 et F=2 en appliquant 5000 cycles et ensuite on a augmenté graduellement la charge moyenne et l'amplitude cyclique jusqu'à un chargement cyclique maximal de $Q_{max} = 0,8\ Q_{ut}$.

De plus, on a fait varier la fréquence pendant les trois dernières séquences (M-S2/TC8, M-S2/TC9 et M-S2/TC9) de 1Hz à 0,1 Hz en passant par 0,5 Hz.

La Figure III-44 présente l'ensemble des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais effectués sur le pieu S2.

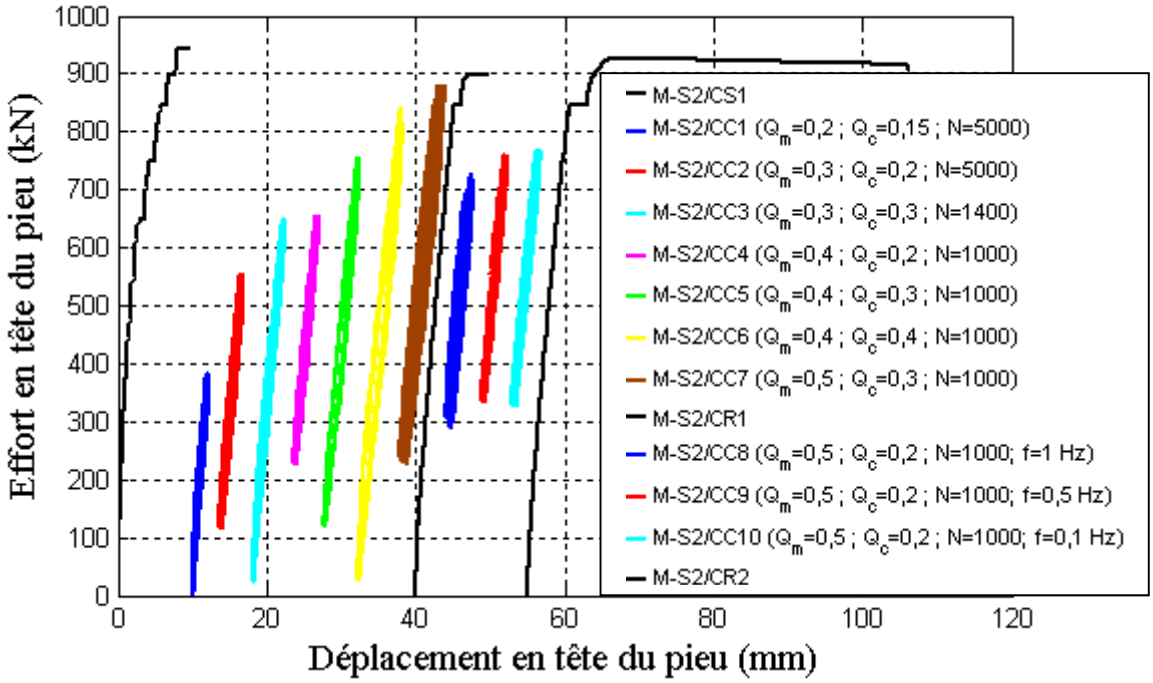


Figure III-44 : Historique de chargements en traction sur le pieu vissé S2

Cette figure indique clairement que le pieu n'a accumulé de déplacement sous aucune combinaison cyclique et que la capacité post-cyclique du pieu est restée quasiment inchangée.

On rappelle que les différentes courbes des essais cycliques illustrées séparément sont quasiment superposées.

Le changement de fréquence ne semble pas affecter la réponse du pieu sous chargement cyclique notamment l'évolution du déplacement en tête.

On peut donc avancer que la stabilité du pieu est assurée même durant l'essai cyclique de charge maximale de $Q_{max} = 0,8\ Q_{ut}$, ce qui là encore suggère qu'une valeur de seuil de l'ordre de $0,9\ Q_{ut}$ devrait être franchie pour générer un déplacement critique du pieu.

III.2.3.3 Le diagramme de stabilité des pieux vissés sous chargements cycliques

Pour synthétiser l'effet de l'ensemble des essais cycliques en compression et en traction sur les pieux vissés à Merville, on présente, sur la Figure III-45, un diagramme qui englobe, pour chaque essai cyclique, la charge moyenne Q_m et l'amplitude cyclique Q_c normalisées par rapport à la charge limite du pieu en compression Q_{uc} ainsi que son effet sur le pieu en matière d'accumulation de déplacement avec un nombre de cycle donné.

Il est à noter que le signe négatif de la charge moyenne correspond à la traction et que la charge ultime du pieu vissé en traction est égale à 88% de celle en compression Q_{uc} = 0,88 Q_{uc}. Ceci explique la non symétrie du diagramme par rapport à l'axe des ordonnées.

Cette forme de présentation met en évidence la stabilité des pieux vissés installés dans l'argile des Flandres sous chargements cycliques en compression et en traction même lorsque ceux-ci frôlent une charge maximale de 80 % de Q_{uc}.

Il est important de mentionner qu'il ne faut pas extrapoler les résultats dans le domaine des essais alternés qui peuvent avoir un effet sur le comportement des pieux notamment une réduction du seuil critique.

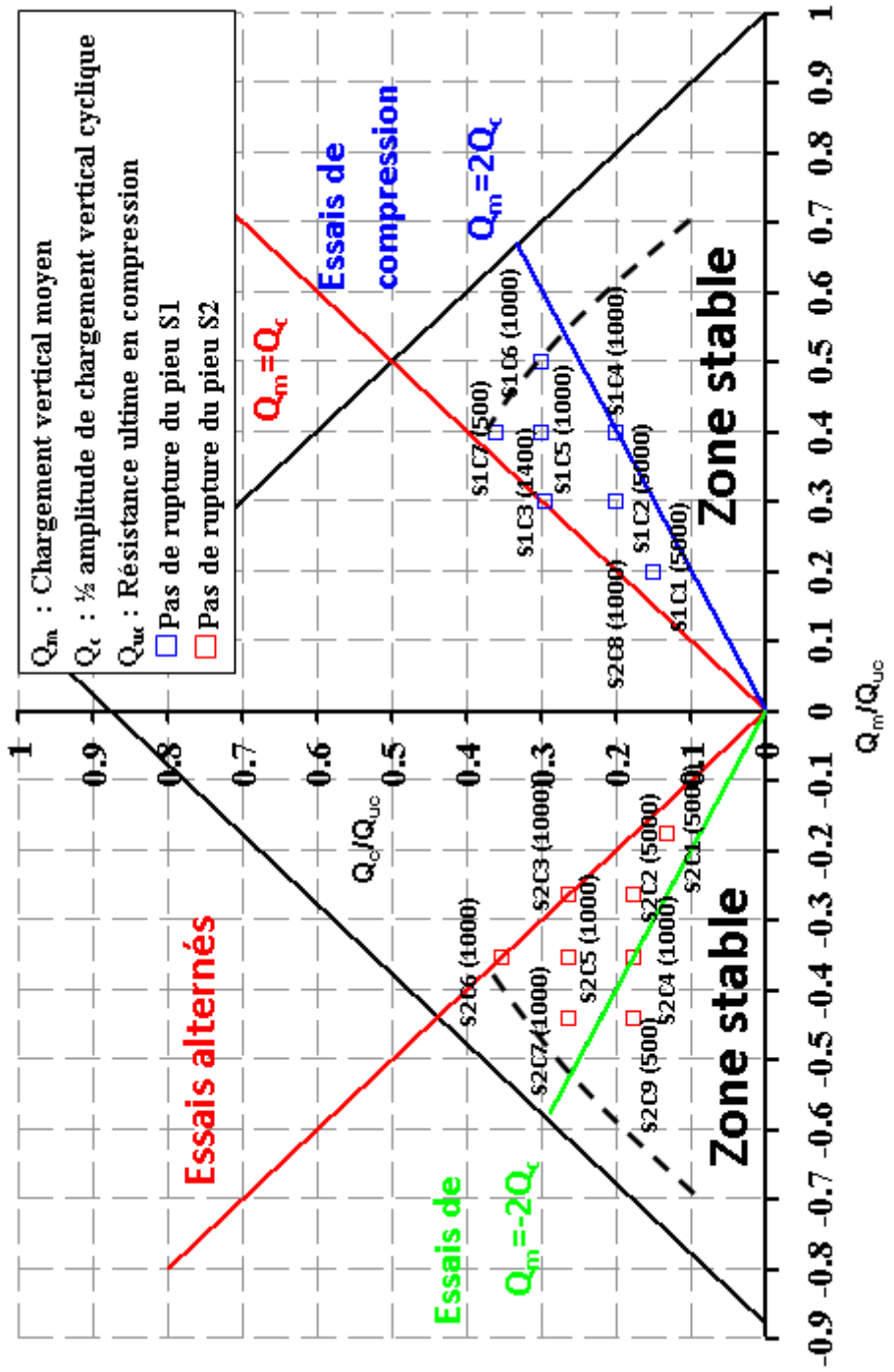


Figure III-45 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux vissés à Merville

III.2.4 Les pieux battus

III.2.4.1 Les pieux battus sous chargements cycliques en compression

III.2.4.1.1 Analyse du comportement global des pieux

Le comportement des pieux battus sous chargements cycliques en compression a été étudié à travers le programme de tests effectués sur les pieux expérimentaux B1 et B2 qui est présenté dans le Tableau III-9.

La charge moyenne et l'amplitude cyclique sont normalisées par la charge limite obtenue par l'essai statique (NF ou rapide) qui précède la séquence cyclique.

Tableau III-9 : Programme d'essais de chargements en compression sur les pieux battus

Pieux	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{uc}	Q_c / Q_{uc}	N cycles
B1	**M-B1/CS1**	Compression	Statique NF				
	M-B1/CR1		Statique rapide				
	M-B1/CC1		Cyclique (F = 3)	0,5	0,2	0,15	10000
	M-B1/CC2		Cyclique (F = 2)	0,5	0,31	0,20	2000
	M-B1/CC3		Cyclique	0,5	0,31	0,30	1200
	M-B1/CC4		Cyclique	0,5	0,41	0,29	1000
	M-B1/CC5		Cyclique	0,5	0,39	0,37	1000
	M-B1/CR2		Statique rapide				
B2	M-B2/CC1	Compression	Cyclique	0,5	0,29	0,26	110
	M-B2/CR1		Statique rapide				
	M-B2/CC2		Cyclique	0,5	0,30	0,28	1000
	M-B2/CC3		Cyclique	0,5	0,33	0,32	600
	M-B2/CR2		Statique rapide				

On peut visualiser, sur la Figure III-46, la succession des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais effectués sur le pieu B1.

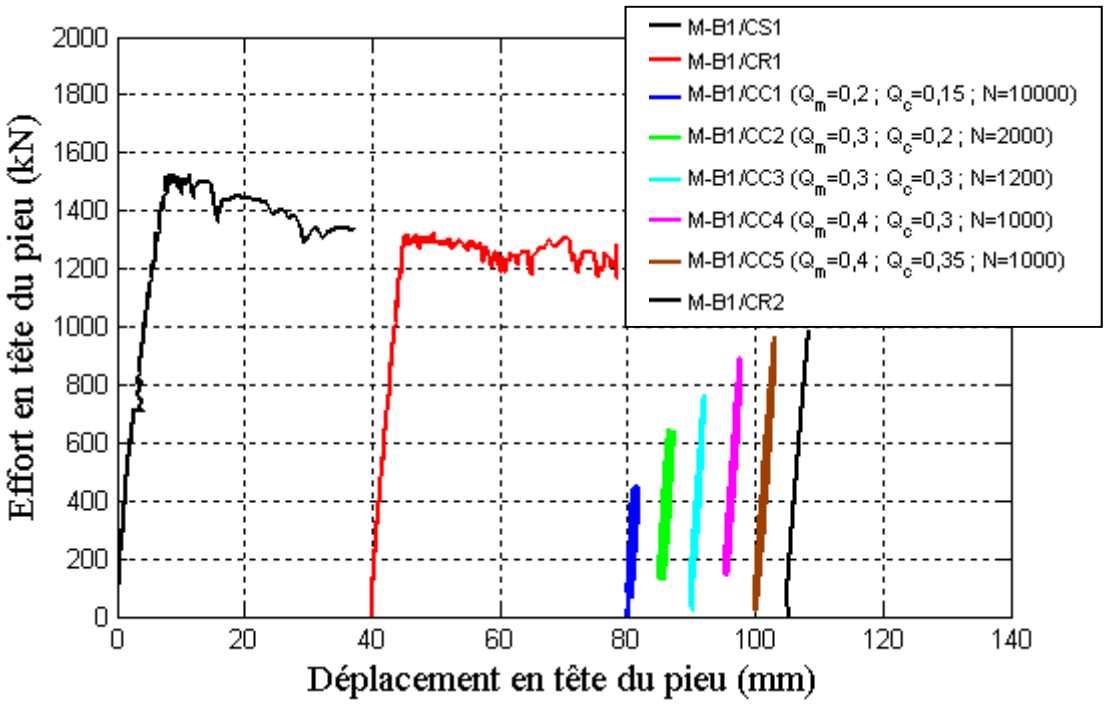


Figure III-46 : Historique de chargements en compression sur le pieu battu B1

L'essai statique rapide M-B1/CR1, effectué après l'essai statique N-F M-B1/CS1, montre une continuité du radoucissement de la charge limite du pieu jusqu'à la valeur Q_{uc}= 1281 kN.

Les essais cycliques en compression qui ont été ensuite appliqués au pieu B1 n'ont généré aucun déplacement critique du pieu. En effet, les différentes courbes des essais cycliques illustrées séparément sont quasiment superposées.

III.2.4.1.1.1 Courbes typiques effort-déplacement en tête

Le premier essai (M-B1/CC1) a été appliqué pendant 10 000 cycles à un niveau de chargement de Q_{max} = 0,35 Q_{uc} (coefficient de sécurité de F=3). Cet essai a montré une stabilité du pieu avec un déplacement en tête très minime de l'ordre de 1,5mm.

L'exécution des autres essais a suivi une procédure d'augmentation graduelle de la charge moyenne et l'amplitude cyclique, avec en moyenne 1000 cycles pour chaque série, jusqu'à un chargement cyclique maximal de Q_{max} = 0,75 Q_{uc}. Aucun de ces essais n'a généré un déplacement critique du pieu battu qui a été défini à Z_c = 6 mm (Figure III-47).

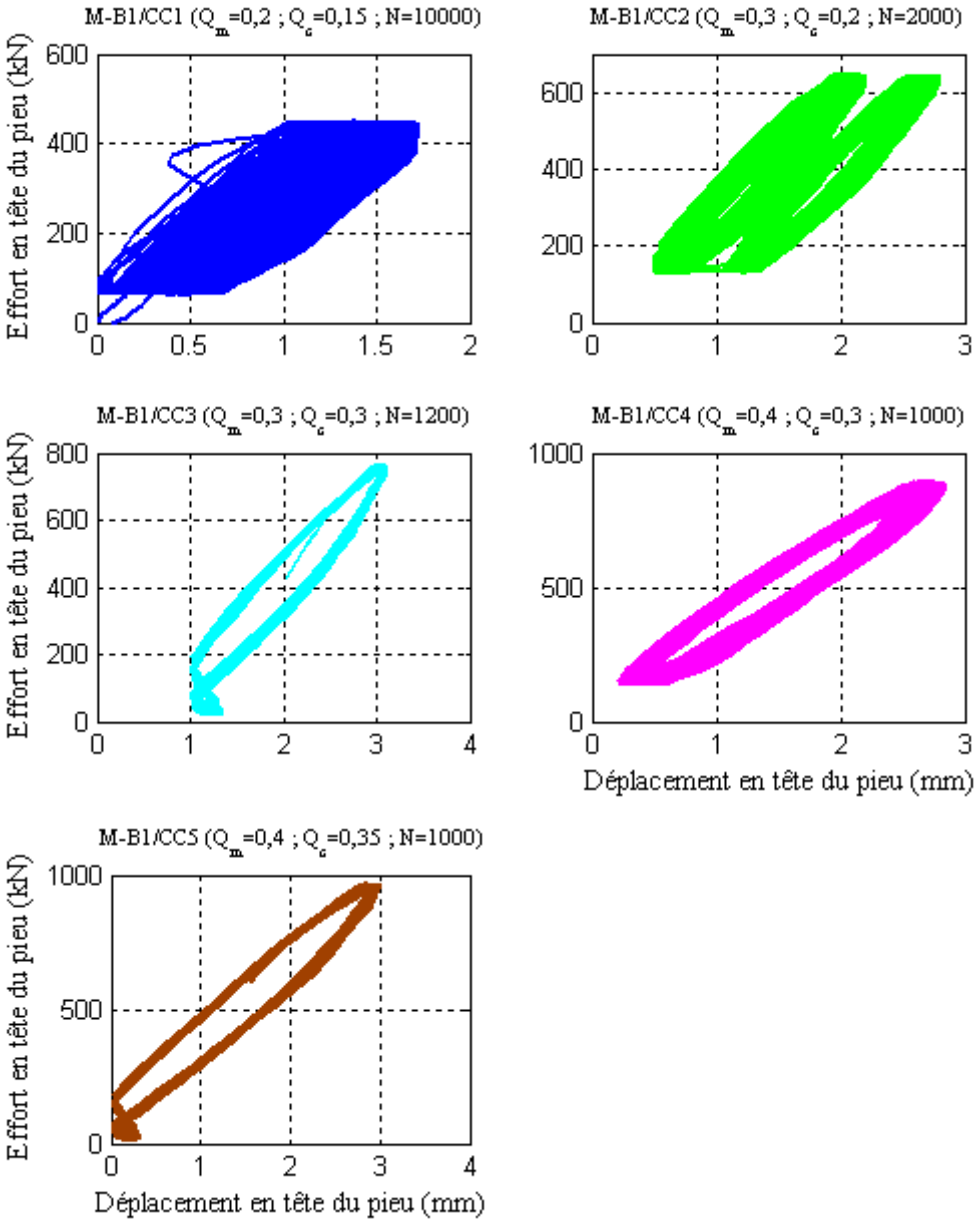


Figure III-47 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu B1

Ces résultats confirment que la valeur de seuil qui doit être franchie afin d'observer un effet des chargements cycliques sur la stabilité des pieux doit être élevée avec en tout état de cause $Q_{max} > 0,75\ Q_{uc}$.

III.2.4.2 Les pieux battus sous chargements cycliques en traction

III.2.4.2.1 Analyse du comportement global des pieux

Pour étudier le comportement des pieux battus sous chargements cycliques en traction, on a effectué sur les deux pieux expérimentaux B3 et B4 le programme de tests présenté dans le Tableau III-10.

La charge moyenne et l'amplitude cyclique sont normalisées par la charge limite obtenue par l'essai statique (NF ou rapide R) qui précède la séquence cyclique.

Tableau III-10 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux battus

Pieux	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{ut}	Q_c / Q_{ut}	N cycles
B3	**M-B3/TS1**	Traction	Statique NF				
	M-B3/TR1		Statique rapide				
	M-B3/TC1		Cyclique (F = 2)	0,5	0,3	0,2	5000
	M-B3/TC2		Cyclique	0,5	0,4	0,2	1000
	M-B3/TC3		Cyclique	0,5	0,4	0,3	1000
	M-B3/TC4		Cyclique	0,5	0,4	0,4	100
	M-B3/TR2		Statique rapide				
B4	M-B4/TC1	Traction	Cyclique	0,5	0,35	0,35	3000
	M-B4/TR1		Statique rapide				
	M-B4/TR2		très rapide				
	M-B4/TR3		Statique rapide				
	M-B4/TC2		Cyclique	0,5	0,48	0,46	94
	M-B4/TR4		Statique rapide				
	M-B4/TC3		Cyclique	0,5	0,30	0,20	1500
	M-B4/TC4		Cyclique	0,5	0,30	0,29	1000
	M-B4/TC5		Cyclique	0,5	0,40	0,30	1000
	M-B4/TC6		Cyclique	0,5	0,50	0,29	1000
	M-B4/TC7		Cyclique	0,5	0,40	0,38	300
	M-B4/TC8		Cyclique	0,5	0,50	0,38	200
	M-B4/TR5		Statique rapide				

Pour bien visualiser l'historique de chargements sur les deux pieux battus, on présente respectivement, sur la Figure III-48 et sur la Figure III-49, la succession des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais sur les pieux B3 et B4.

Il est à noter qu'une partie de l'interprétation des résultats des pieux battus a fait l'objet d'une publication (Benzaria et al., 2012) qui est présentée dans l'Annexe AIII-3.

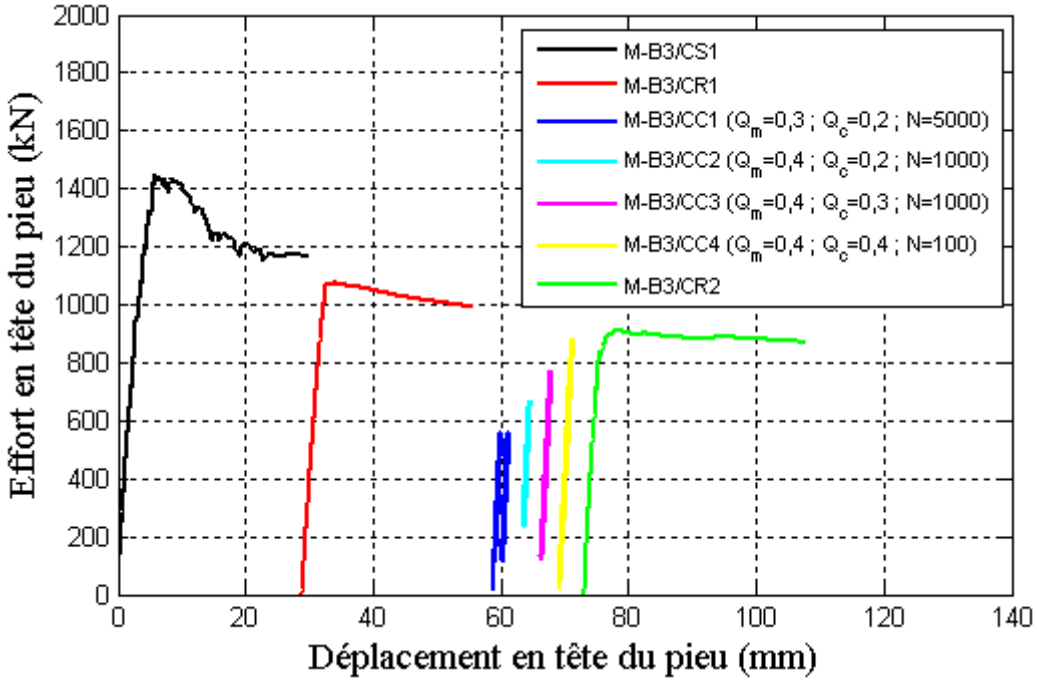


Figure III-48 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B3

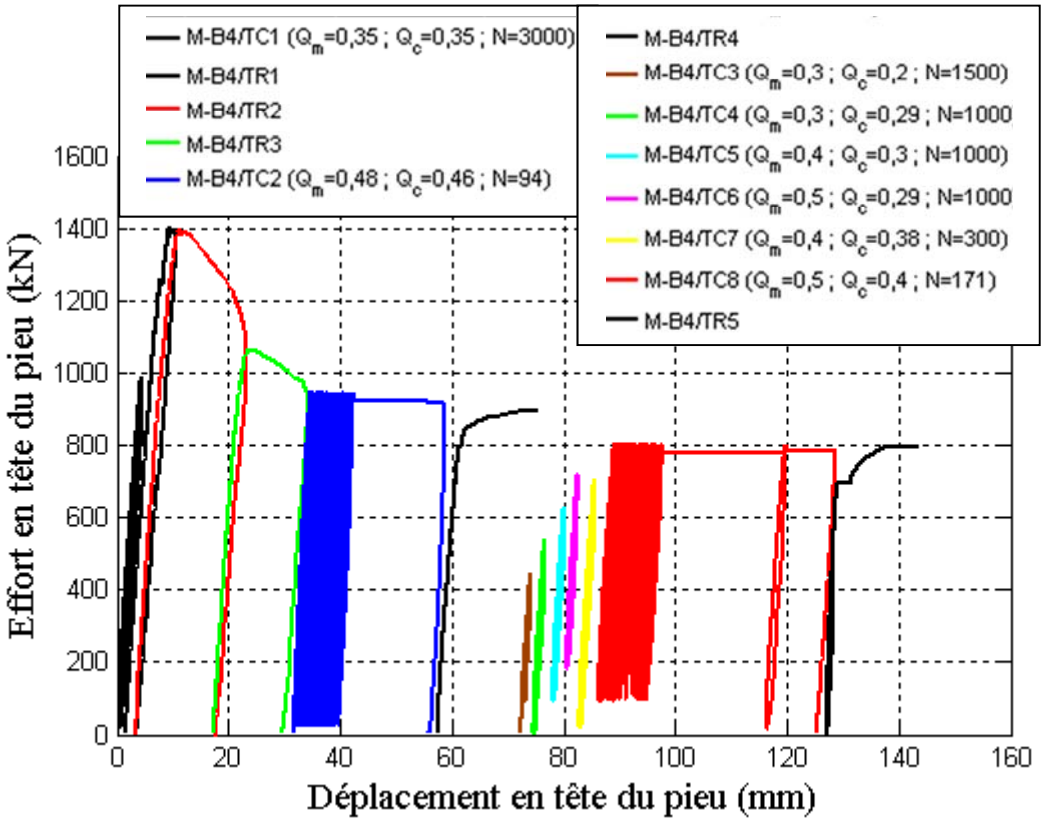


Figure III-49 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B4

Les deux pieux B3 et B4 ont montré un comportement similaire sous chargements statiques et cycliques. En effet, une fois que la charge limite de chacun des pieux est atteinte, une phase de radoucissement est déclenchée avec un taux de décroissance considérable.

De plus l'enchainement des essais statiques montre une continuité de cette phase jusqu'à la charge résiduelle du pieu qui semble être atteinte pour des déplacements cumulés de l'ordre de 80 à 100 mm (20 à 25% du diamètre)

Les résultats observés à partir des essais executés sur le pieu B3 indiquent une stabilité du pieu sous un chargement cyclique maximal de $Q_{max} = 0,8\ Q_{ut}$.

Ce constat a changé notre programme d'essais sur le pieu B4 qui a montré une stabilité sous un essai (M-B4/TC1) à $Q_{max} = 0,7\ Q_{uc}$ durant 3000 cycles (le pieu étant vierge de toute autre sollicitation). On a alors exécuté trois essais rapides successifs afin de réduire la capacité du pieu et ensuite vérifier la stabilité du pieu sous le seuil de $Q_{max} = 0,9\ Q_{ut}$.

Effectivement, lorsqu'on a appliqué lors de l'essai M-B4/TC2 une charge maximale de $Q_{max} = 0,94\ Q_{ut}$, une accumulation de déplacement en tête du pieu jusqu'au déplacement critique ($Z_c = 6$ mm) a été générée en seulement 94 cycles.

Il est important de noter que cet essai a la même combinaison absolue que le premier essai M-B4/TC1 avec ($Q_m = 500$ kN et $Q_c = 490$ kN) mais sa valeur relative par rapport à la capacité du pieu est ici plus importante ($Q_{max} = 0,94\ Q_{ut}$)

Après la rupture du pieu, un essai statique rapide a été exécuté pour vérifier la capacité post-cyclique qui s'est avérée légèrement inférieure à celle avant la rupture.

Ensuite, on a refait une vérification de la stabilité du pieu en réalisant des essais de 1000 cycles environ qui débutent à un coefficient de sécurité de F=2 jusqu'à un chargement cyclique maximal de $Q_{max} = 0,9\ Q_{ut}$. Aucun de ces essais n'a généré un déplacement critique à $Z_c = 6$ mm du pieu battu sauf le dernier essai M-B4/TC8 qui a à nouveau atteint le seuil critique de chargement.

La Figure III-50 illustre, pour chaque essai cyclique, la réponse du pieu B4 en termes d'efforts-déplacements en tête.

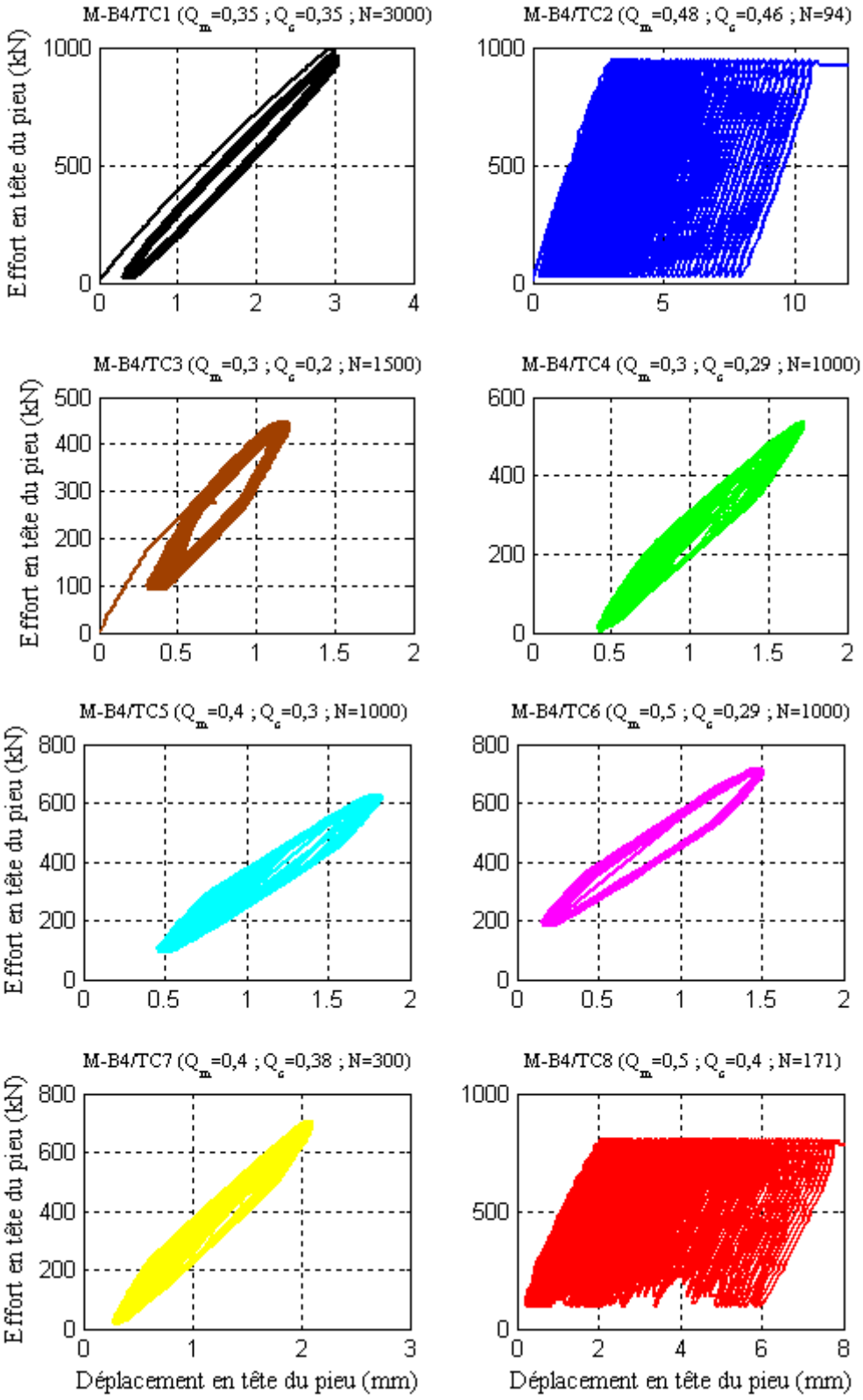


Figure III-50: Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu B4

Ces résultats renforcent l'idée de l'existence d'un seuil critique en-deçà duquel la stabilité cyclique du pieu est assurée pour un grand nombre de cycles. Ce seuil apparaît élevé (voisin de $Q_{max} = 0,9\ Q_{ut}$) et serait indépendant du mode de mise en place du pieu.

III.2.4.2.2 Analyse du comportement local des pieux

L'étude du comportement local des pieux battus est conduite uniquement sur le frottement cyclique maximal mobilisé lors des deux séquences (M-B4/TC2 et M-B4/TC8) qui ont provoqué la rupture du pieu B4.

La Figure III-51 et la Figure III-52 présentent respectivement l'évolution du frottement maximal en fonction du nombre de cycles durant les deux séquences (M-B4/TC2 et M-B4/TC8) pour les trois profondeurs (z= 4,9, 8,9 et 11,9 m) dans l'argile des Flandres.

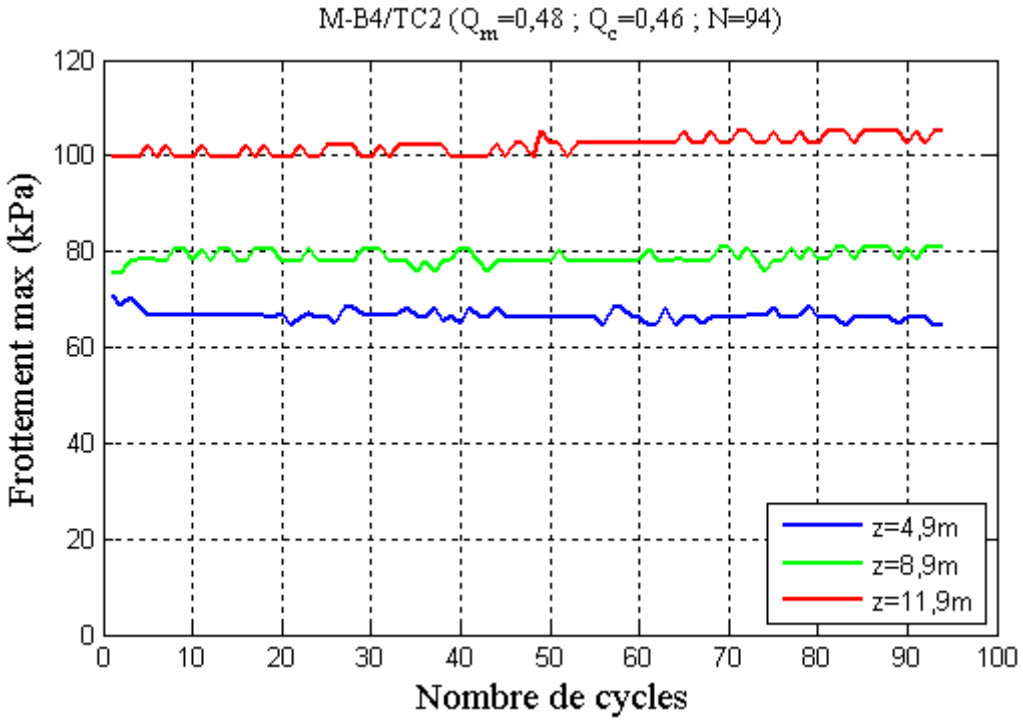


Figure III-51 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-B4/TC2

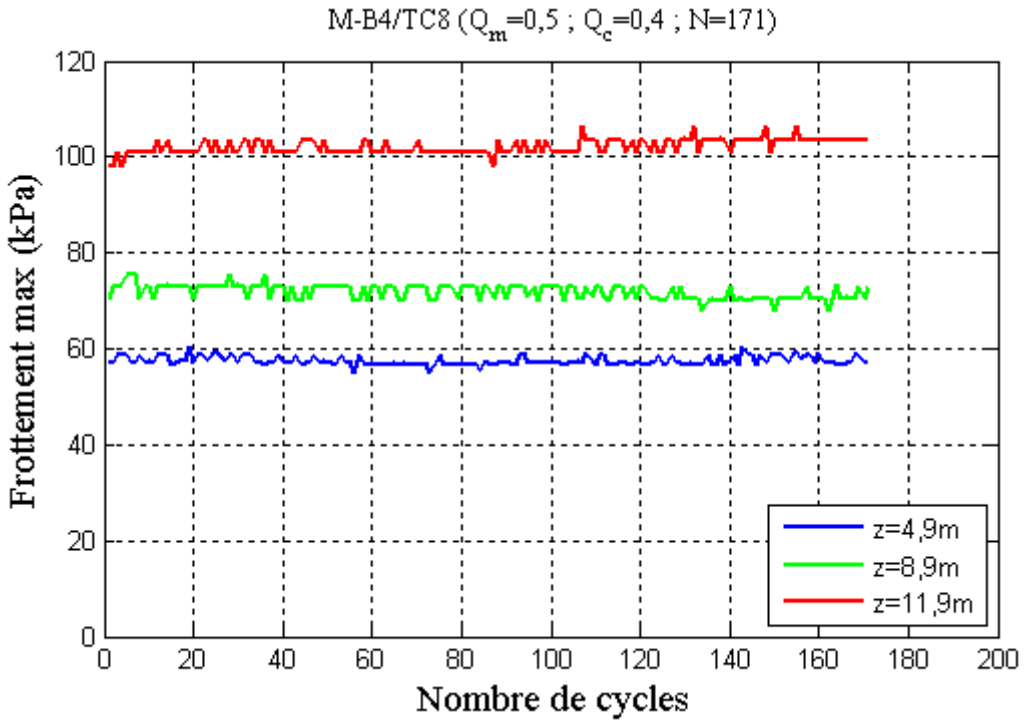


Figure III-52 : Frottement maximal développé sur les couches de l'argile des Flandres durant la séquence M-B4/TC8

L'observation de ces courbes permet de noter une mobilisation du frottement quasi-constante aux trois niveaux pendant les deux séquences, avec cependant une légère perte dans la couche à 4.9 m.

Ces résultats sont à rapprocher des tendances observées durant les essais cycliques qui ont provoqué la rupture du pieu foré F2.

L'arrachement cyclique ne s'accompagne donc d'aucune variation significative du frottement. En effet, lorsque le frottement est saturé, il semble qu'il y a un transfert des charges de la partie haute vers la partie basse du pieu et par conséquent l'instabilité du pieu se traduit uniquement par un déplacement en tête et non une dégradation du frottement.

III.2.4.3 Le diagramme de stabilité des pieux battus sous chargements cycliques

On a choisi de faire un diagramme de stabilité cyclique qui synthétise les résultats des essais chargements cyclique en compression et un autre en traction.

Malgré la bonne connaissance des capacités des pieux battus en compression et en traction, cette séparation s'est avérée nécessaire pour éliminer l'effet de l'historique du chargement. En effet, le radoucissement observé sur la capacité totale est dû essentiellement à une chute du frottement sans modification probable de l'effort de pointe. De ce fait le ratio de la résistance en pointe sur la résistance totale varie selon l'essai considéré et il n'y a pas unicité du diagramme.

On présente donc, sur la Figure III-53, un diagramme de stabilité pour les essais en compression sur le pieu battu B1 et sur la Figure III-54, un diagramme de stabilité pour les essais en traction sur les pieux B3 et B4.

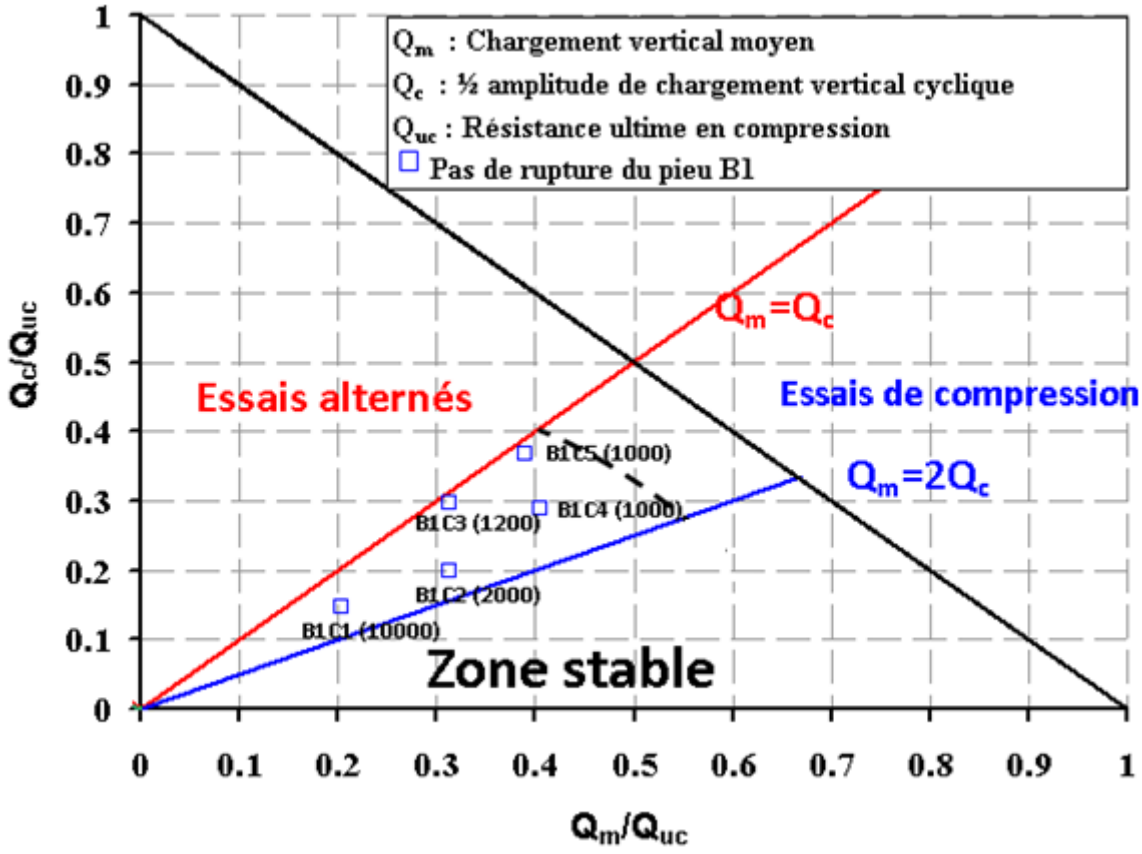


Figure III-53 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux battus en compression à Merville

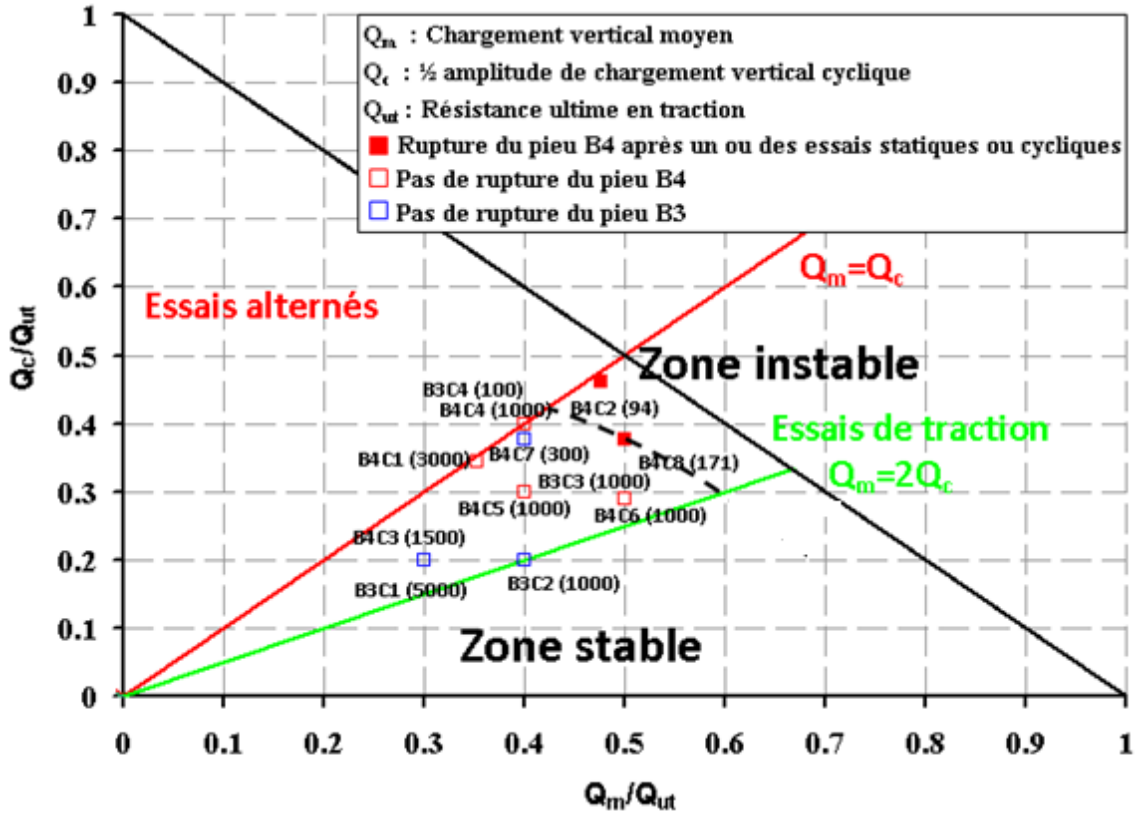


Figure III-54 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux battus en traction à Merville

Ces deux diagrammes permettent de voir clairement, en fonction de la charge moyenne Q_m et l'amplitude cyclique Q_c normalisées par rapport à la charge limite du pieu en compression Q_{uc} ou en traction Q_{ut}, l'effet des essais sur le pieu en matière d'accumulation de déplacement pour un nombre de cycle donné.

Les deux essais M-B4/TC2 et M-B4/TC8 caractérisés par $(Q_m + Q_c) \geq 0{,}9\ Q_{ut}$, ont conduit à la rupture sous respectivement 94 et 171 cycles. Toutes les autres combinaisons de chargement caractérisées par $Q_{max} < 0{,}9\ Q_{ut}$ ou Q_{uc} se sont traduites par un comportement stable pour des nombres de cycles supérieurs à 100 et le plus souvent à 1000.

III.3 **Conclusions partielles**

Les principaux résultats de la compagne étendue d'essais de chargements cycliques sur les différents types de pieux installés dans l'argile des Flandres sont rappelés ci-dessous :

- Le mode de mise en place influe très fortement sur la capacité statique de pieux dans les argiles fissurées, fortement plastiques et surconsolidées telles que l'argile des Flandres :
    - Des écarts importants sur la capacité ultime de pic: respectivement 1530, 1250 et 800 kN pour le pieu métallique battu fermé, fortement refoulant B1, le pieu vissé moulé partiellement refoulant S1 et le pieu foré à la tarière creuse non refoulant F1.
    - une différence sur le comportement post-pic: le pieu battu est caractérisé par un radoucissement alors que les pieux forés et vissés montrent une rupture de type ductile.
    - Le déplacement de la tête des pieux à la rupture est de l'ordre de 6mm (environ 1.5% du diamètre) pour les pieux refoulants B1 et S1. Il est plus élevé pour le pieu foré F1 (environ 12mm soit 3% du diamètre).
    - Des différences importantes de mobilisation des frottements respectivement 150, 60 et 40 kPa pour le pieu battu B1, le pieu vissé S1 et le pieu foré F1.
- La comparaison entre les essais statiques N-F et les essais rapides (20 fois plus rapides) a permis de constater que l'effet de vitesse peut produire une augmentation de la rigidité et de la capacité du pieu qui a été quantifiée pour les pieux battus à environ 10%.
- L'historique des chargements semble avoir un effet uniquement sur le comportement des pieux battus caractérisé par un radoucissement. En effet, la succession des chargements diminue la capacité des pieux battus vers une sa valeur résiduelle.

- La réalisation des différentes combinaisons cycliques de charge moyenne Q_m et d'amplitude cyclique Q_c, a permis de constater une influence de la charge maximale Q_{max} sur la réponse du pieu et l'accumulation des déplacements. En effet, on a déterminé une charge cyclique maximale critique de 90% de la capacité du pieu à partir de laquelle, les trois types de pieux accumulent beaucoup de déplacement en tête jusqu'à la rupture. Cependant, ces résultats ne peuvent pas être extrapolés aux cas des essais alternés qui semblent provoquer un effet sur le comportement des pieux avec un seuil critique plus faible.

- La définition des critères de rupture basés sur le déplacement critique Z_c a permis de tracer des diagrammes de stabilité pour chaque type de pieu. La zone stable et instable ont été déterminées mais la zone métastable semble très étroite voire inexistante.

  Il est important de mentionner que, selon notre critère de rupture, les trois types de pieux se situent dans la zone stable lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques à un coefficient de sécurité de F= 2 et 3.

- L'effet de fréquence en zone stable n'est pas significatif mais l'est en zone instable ou en limite de stabilité.

- L'étude du comportement local du pieu a montré que, durant les séquences provoquant la rupture du pieu, la dégradation du frottement latéral en fonction des cycles n'est pas significative et qu'il y a une modification de la reprise des efforts, au niveau de chaque couche, se traduisant par un transfert progressif des charges de la partie haute vers la partie basse du pieu et donc une augmentation de la résistance de pointe.

  Toutefois, faute de moyens, l'analyse de l'étude du comportement local est jugée incomplète parce qu'il n'y avait pas de mesure de l'évolution des contraintes radiales et de la pression interstitielle sur la paroi du pieu et dans la zone entourant celui-ci.

Chapitre IV
Comportement des pieux installés dans le sable sous chargements axiaux

L'objectif principal de ce chapitre est de comprendre le comportement d'un pieu isolé installé dans le sable soumis à un chargement axial monotone et cyclique. On présente donc dans ce chapitre une analyse détaillée des résultats expérimentaux des essais de chargements axiaux des différents types de pieux installés dans le sable de Loon-Plage.

Pour chaque type de pieu, on présente :

- une comparaison entre la capacité ultime mesurée et estimée à l'aide de la norme de calcul (Fascicule 62). Pour les pieux battus, on utilise aussi l'API et ICP 05.
- la charge de fluage
- la répartition entre le frottement latéral et la résistance de pointe
- l'effet de vitesse de chargement
- la réponse sous chargement cyclique

IV.1 PIEUX SOUS CHARGEMENTS STATIQUES AXIAUX

IV.1.1 Les pieux forés

IV.1.1.1 Analyse du comportement des pieux sous chargement en traction

Deux pieux forés de diamètre D = 420 mm et longueur L=10,5 m ont été testés en traction: F1 et F2.

IV.1.1.1.1 Capacité portante en traction

La Figure IV-1 montre la courbe de l'effort de traction appliqué du pieu F1 en fonction du déplacement en tête ainsi que la courbe conventionnelle qui relie les points de fin de palier.

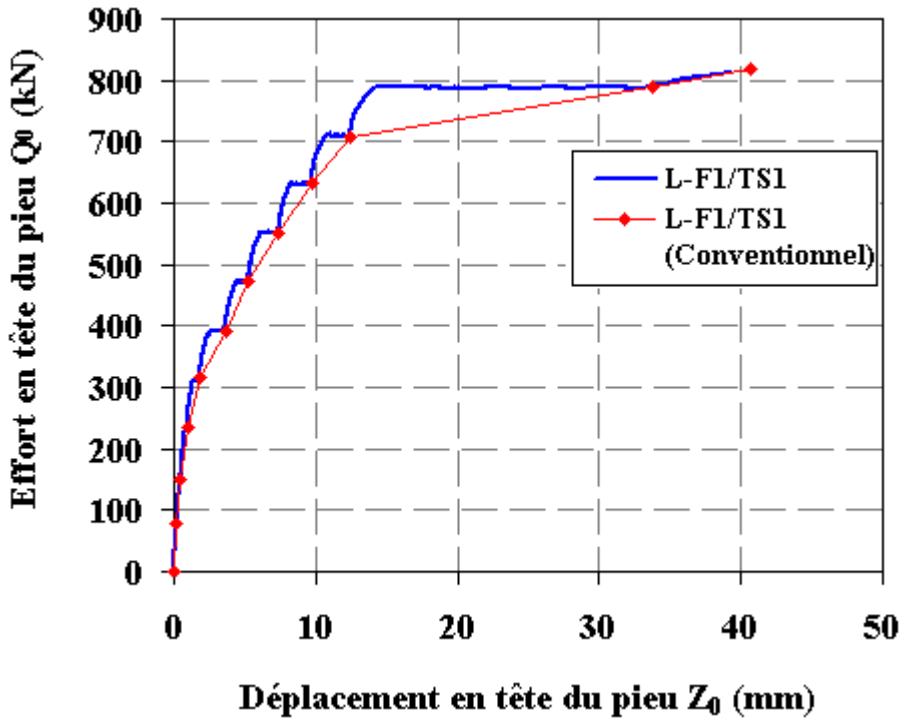


Figure IV-1 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en traction L-F1/TS1 (Loon-Plage)

On a arrêté l'essai lorsque le déplacement en tête du pieu a atteint 41mm (10% du diamètre), ce qui a donné une charge limite du pieu en traction de Q_{ut} = 820 kN.

IV.1.1.1.2 Charge critique de fluage

La charge critique de fluage en traction Q_{ft} est déterminée à partir de la courbe (α_0, Q_0/Q_{ut}) qui est présentée sur la Figure IV-2 .

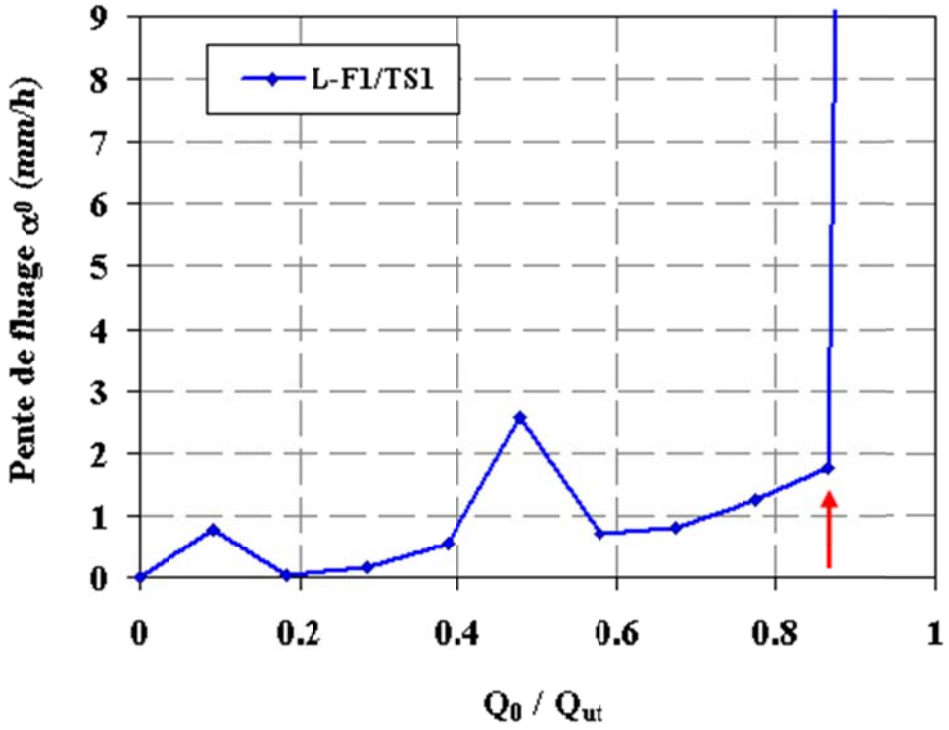


Figure IV-2 : Pente de fluage α0 en fonction du niveau du chargement Q0 / Qut de l'essai L-F1/TS1

On remarque que le changement de régime de taux de déplacement est brutal.

La charge de fluage en compression est de l'ordre de Q_{ft} = 707 kN, ce qui correspond à 86% de la charge ultime Q_{ut}.

IV.1.1.1.3 Frottement latéral

L'essai L-F1/TS1 était le premier essai de la campagne et, malheureusement, l'instrumentation à l'aide de l'extensomètre amovible n'a pas fonctionné convenablement.

En faisant l'hypothèse que le frottement latéral limite en compression est égal à celui en traction, on pourra se référer à la distribution des frottements en fonction de la profondeur obtenue à partir de l'essai L-F4/CS1 qui est présenté dans la partie IV.1.1.2.3.

IV.1.1.2 Analyse du comportement des pieux sous chargement en compression

Deux pieux forés de diamètre D = 420 mm et longueur L=8 m ont été testés en compression: F3 et F4.

IV.1.1.2.1 Capacité portante en compression

La Figure IV-3 montre la courbe de l'effort de compression appliqué du pieu F4 en fonction du déplacement en tête de celui-ci ainsi que la courbe conventionnelle qui relie les points de fin de palier.

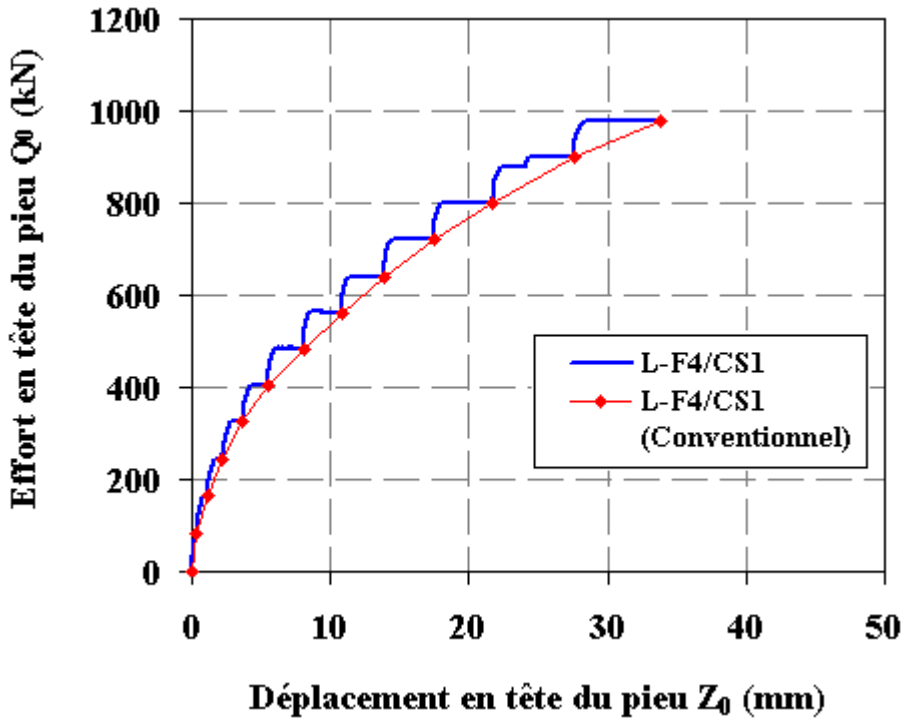


Figure IV-3 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique NF en compression L-F4/CS1 (Loon-Plage)

Cet essai a été arrêté à la charge de 980 kN qui correspond à la limite du vérin cyclique, ce qui a donné un déplacement en tête du pieu de 33,8 mm (8 % du diamètre).

En extrapolant la courbe charge - déplacement à 10% du diamètre en se basant sur la Figure IV-4 de la charge critique de fluage en compression Q_{fc} qui a montré que le dernier palier déplaçait le pieu de 7 mm par heure, la charge limite du pieu en compression peut être estimée à Q_{uc} = 1100 kN environ.

IV.1.1.2.2 Charge critique de fluage

La Figure IV-4 illustre les pentes calculées α_0 en fonction du chargement en tête en compression Q_0,

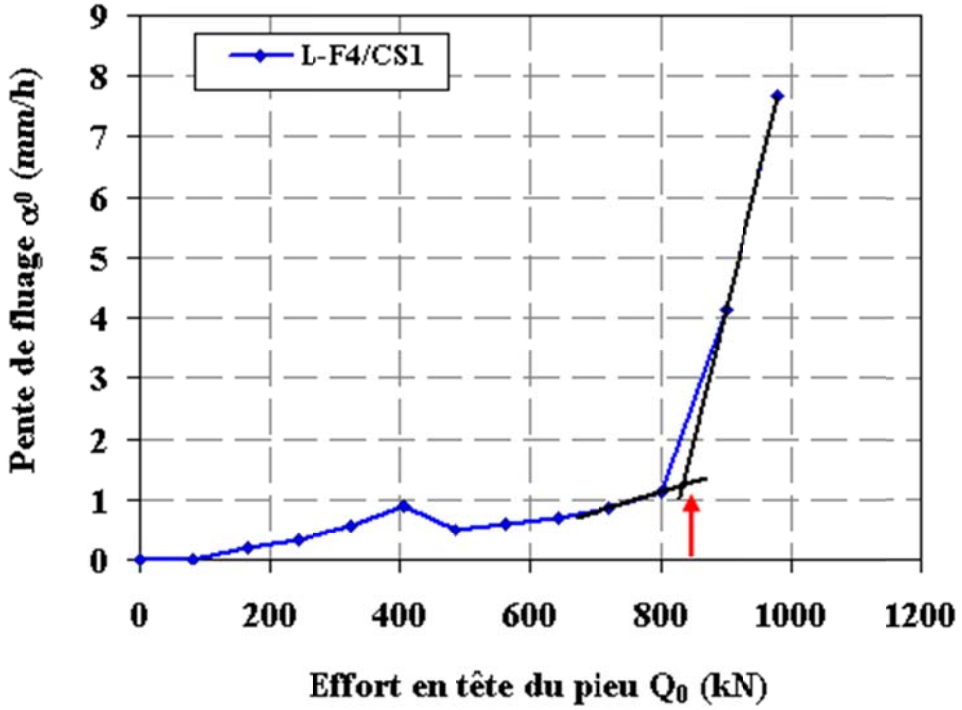


Figure IV-4 : Pente de fluage α0 en fonction du chargement en tête Q0 de l'essai L-F4/CS1

Les parties linéaires du début et de la fin de cette courbe sont prolongées jusqu'à leur intersection ce qui permet d'estimer la charge de fluage en compression Q_{fc} = 850 kN. La charge de fluage Q_{fc} est de l'ordre de 77% de la charge ultime Q_{uc}.

IV.1.1.2.3 Frottement latéral

Les valeurs enregistrées par les jauges de déformation à l'aide de l'extensomètre amovible ont permis de déterminer la répartition des efforts le long du pieu. On présente sur la Figure IV-5, pour la fin de chaque palier de l'essai L-F4/CS1, les efforts mesurés en fonction de la profondeur.

Les valeurs de la jauge à 0,5 m se sont avérées aberrantes et par conséquent elles ont été négligées dans l'analyse du comportement local du pieu. Le pieu a donc été discrétisé en 7 tronçons (le premier de 1,5 m et les autres de 1 m).

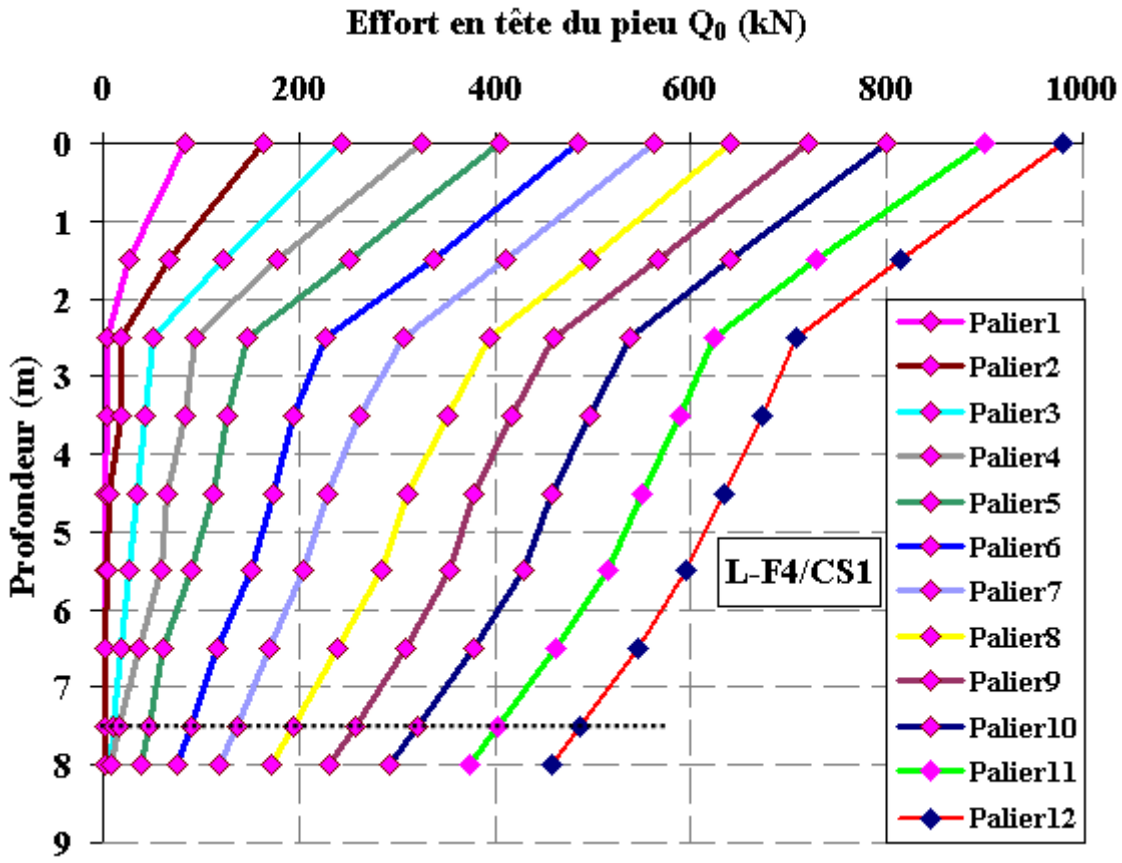


Figure IV-5 : Répartition des efforts le long du pieu lors de l'essai du chargement statique L-F4/CS1

A partir de la Figure IV-5, le frottement latéral total du pieu peut être estimé à Q_s = 521 kN et la résistance de pointe à Q_p = 457 kN.

On constate que les deux premières couches sont plus résistantes que les autres. Cette résistance peut être expliquée par la présence d'un matériau bitumineux dans les deux premières couches dû à une ancienne route qui passait dans la zone d'essai. L'influence de cette couche superficielle a été sous-estimée lors du choix du site. De fait, la part de frottement réellement due au sable des Flandres être estimé à seulement Q_s = 521- 300=221 kN.

La Figure IV-6 donne, pour l'essai L-F4/CS1 et pour chaque couche, les courbes de mobilisation du frottement latéral en fonction du déplacement local du pieu au milieu de chaque couche.

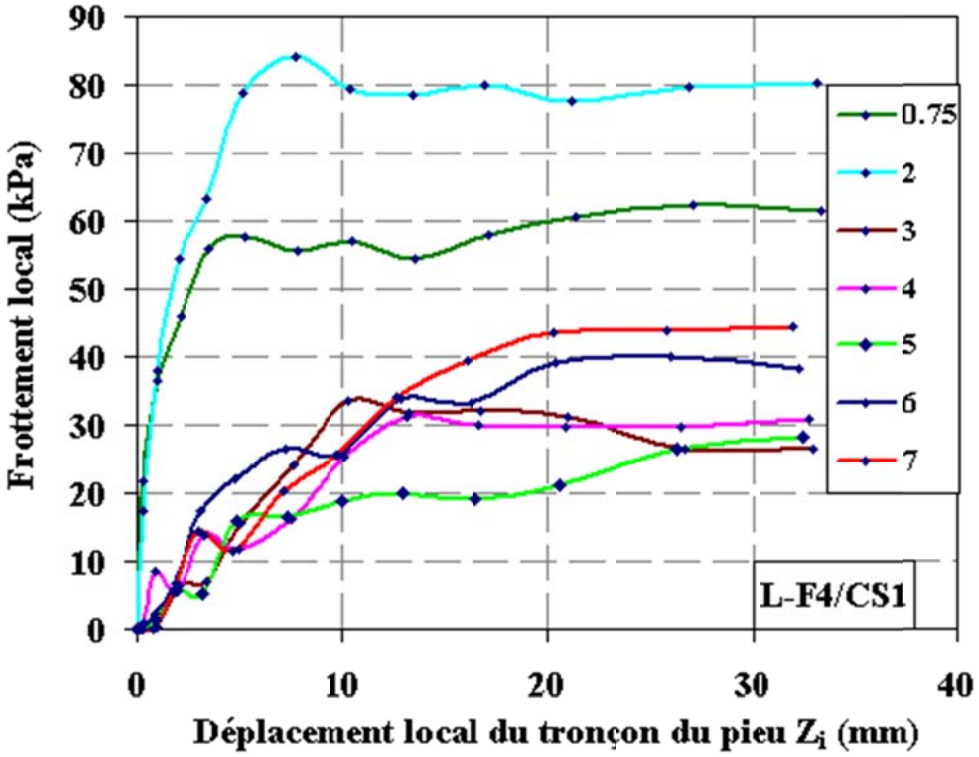


Figure IV-6: Frottements latéraux mobilisés le long du pieu lors de l'essai de chargement statique L-F4/CS1

On remarque qu'il y a des fluctuations, durant les quatre premiers paliers, sur le départ des courbes de frottement latéral. Ces fluctuations peuvent être expliquées par le transfert de la charge d'un niveau à un autre et la fissuration du béton.

Le déplacement local Zc nécessaire pour mobiliser le frottement limite dans le sable des Flandres est élevé (2 à 5% du diamètre du pieu) avec une tendance à croître avec la profondeur.

Le Tableau IV-1 rassemble les valeurs du frottement latéral limite sur chaque couche.

Tableau IV-1 : Frottements limites mesurés dans chaque couche

Couches	Profondeur (m)	Frottement limite (kPa)
1	0 - 2	62
2	2 - 3	84

3	2,5 - 3,5	33
4	3,5 - 4,5	31
5	4,5 - 5,5	28
6	5,5 - 6,5	40
7	6,5 - 7,5	44

IV.1.1.2.1 Résistance de pointe

La valeur de la résistance de pointe est obtenue par extrapolation à partir de la mesure sur le dernier niveau de jauge à 7,5m jusqu'à 8 m.

$$q_p = \frac{Q_P}{S}(MPa) \qquad \text{(IV-1)}$$

La Figure IV-7 montre, pour chaque palier de l'essai L-F4/CS1, l'évolution de la résistance de pointe en fonction de du déplacement local de la pointe du pieu Z_p (m).

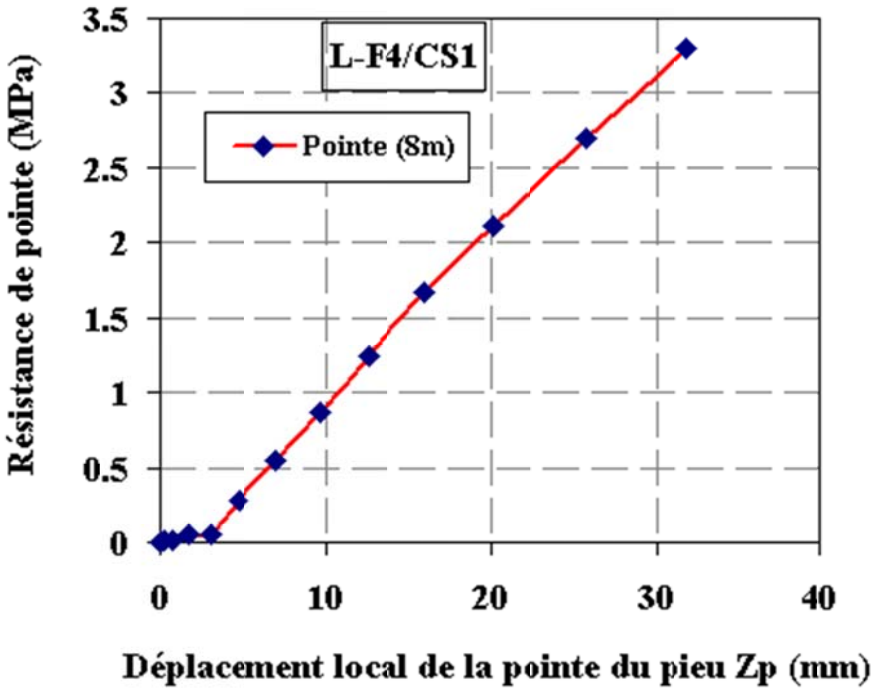


Figure IV-7 : Évolution de la résistance de pointe lors de l'essai du chargement statique L-F4/CS1

On remarque que la mobilisation de la résistance de pointe a été très faible jusqu'au quatrième palier pour croître ensuite régulièrement jusqu' à 3,3 MPa au dernier palier. Cependant, étant donné que le pieu n'a pas eu un déplacement de 10% de diamètre, la résistance de pointe limite conventionnelle peut être estimée à :

$$Q_p = Q_{uc} - Q_s = 1100 \text{ kN} - 521 \text{ kN} = 579 \text{ kN} \qquad \text{(IV-2)}$$

IV.1.1.3 Comparaison entre la capacité portante mesurée des pieux et celle estimée selon le Fascicule 62

Les charges limites et de fluage mesurées et prévisionnelles des pieux forés (estimées à partir du Fascicule 62), sont indiquées dans le Tableau IV-2.

On remarque que les charges limites mesurées sont légèrement plus grandes que celles calculées avec un ratio de 1,05 en traction et 1,16 en compression. Le rapport des charges de fluage mesurées et prévisionnelles est plus grand avec un ratio de 1,05 en traction et 1,16 en compression. La méthode du fascicule 62 permet d'estimer la capacité portante des pieux forés mais elle sous-estime la charge de fluage.

Tableau IV-2 : Charges limites et de fluage mesurées et prévisionnelles des pieux forés.

Pieu	**Type de chargement**	**Charge limite estimée Q_u [kN]**	**Charge de fluage estimée Q_f [kN]**	**Charge limite mesurée Q_u [kN]**	**Charge de fluage mesurée Q_f [kN]**	**Q_u mesurée / Q_u estimée**	**Q_f mesurée / Q_f estimée**
Forés (8m)	Compression	951,7	553,7	(1100)	850	1,16	1,54
Forés (10,5m)	Traction	783,7	522,5	820	707	1,05	1,35

IV.1.2 Les pieux battus

Les deux pieux battus B1 et B2 ont été testés uniquement en traction. Ils étaient de type tubulaires métalliques fermé à la base de diamètre D = 406 mm, longueur L=13 m et épaisseur e = 14 mm.

IV.1.2.1 Capacité portante en traction

Comme mentionné dans les problèmes rencontrés, les plaques soudées sur les pieux, qui transmettent l'effort du vérin, ont été cisaillées et fléchies lors de l'essai statique N-F sur le pieu B1.

Considérant le temps non négligeable lié au soudage des renforts pour rigidifier les nouvelles plaques et la pression du propriétaire du terrain pour quitter le chantier dans les temps autorisés, on a dû modifier le programme de travail.

Il avait été convenu auparavant entre le projet SOLCYP et l'équipe de l'Unité de Génie Civil et Environnemental de Université Catholique de Louvain (UCL) d'effectuer des essais dynamiques sur le pieu B1 en fin de chantier.

Ces essais effectués à l'aide d'un système développé par l'UCL (Holeyman, 2006), ont été maintenus et ont permis d'estimer la capacité du pieu en traction en remplacement de l'essais statique conventionnel initialement prévu.

Les résultats de deux essais basés sur les coups à haute énergie les plus centrés sont présentés sur la Figure IV-8.

Les valeurs obtenues montrent que le pieu a une capacité en frottement de 2010 kN sous le coup à 30,4 kJ et de 3350 kN sous le coup à 51 kJ. On peut donc associer la charge limite du pieu en traction à une valeur moyenne de Q_{ut}= 2680 kN.

La comparaison de cette valeur avec les résultats trouvés lors de l'installation des pieux et les résultats des méthodes de dimensionnement, qui sont présentés sur la Figure IV-9, permet de constater qu'il y a une différence de 1000 kN entre les deux capacités.

Le calcul effectué à partir de l'instrumentation du battage des deux pieux battus B1 et B2, montre des valeurs proches de celles estimées à partir de la méthode ICP

pour les pieux battus ouverts. Cependant, pour les pieux battus fermé, la méthode ICP montre des valeurs similaires de celles obtenues par l'UCL.

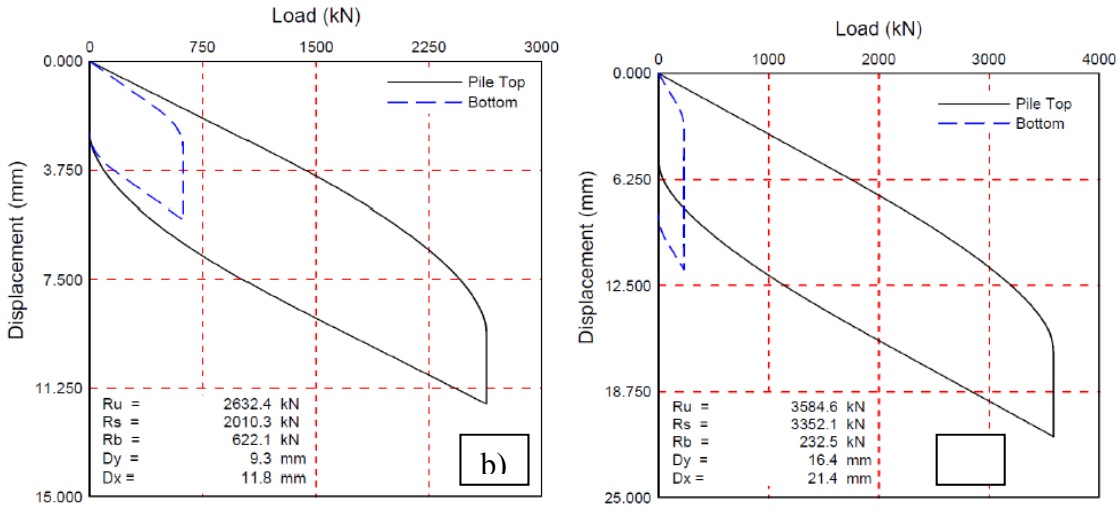


Figure IV-8 : L'estimation des courbes effort-déplacement sous l'énergie a) de 30,4 kJ et b) de 51kJ.

On pense que cette différence peut être liée à deux raisons :

- un comportement (partiellement) non drainé du sable donne des valeurs plus faibles de capacité de pieu lors de battage.
- l'effet du temps qui peut jouer un rôle important sur l'augmentation de la capacité d'un pieu entre le battage et l'essai statique. Ce type de résultat a été montré par (Jardine et al., 2006) et qui a été abordé dans le chapitre de l'étude bibliographique.

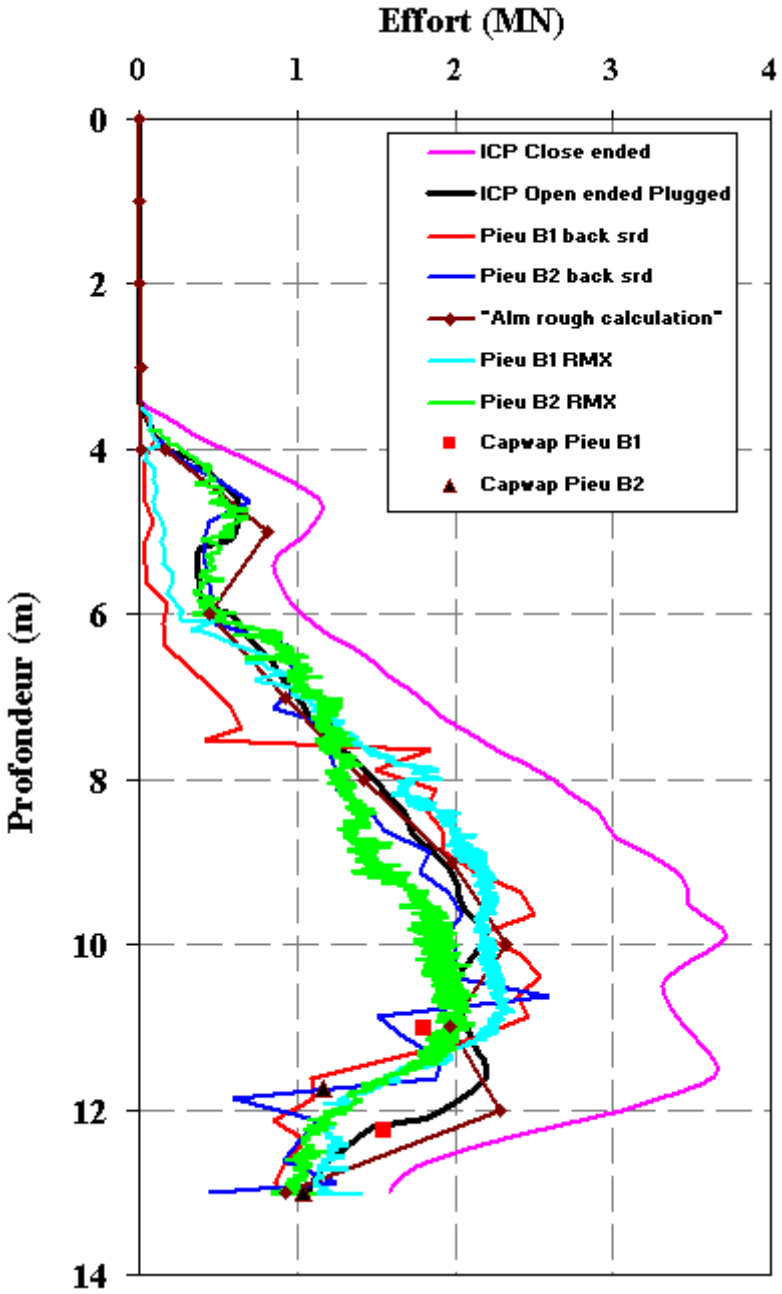


Figure IV-9 : La capacité des pieux battus estimée à partir de l'instrumentation du battage et les méthodes prévisionnelles.

IV.2 PIEUX SOUS CHARGEMENTS CYCLIQUES AXIAUX

IV.2.1 Critères de rupture et de stabilité

En se basant sur le comportement global et local des pieux sous chargements statiques, on a défini les critères de rupture ou d'arrêt pour le chargement cyclique :

- Pour le pieu foré en traction : le déplacement critique est celui qui a été accumulé à la fin du palier de la charge de fluage (Z_c= 12 mm ≡ 3 % D).
- Pour le pieu foré en compression : le déplacement critique est celui qui a mobilisé tout le frottement dans le pieu (Z_c= 12 mm ≡ 3 % D).
- Pour le pieu battu : le déplacement critique correspond à la moyenne des déplacements estimés à la charge limite à partir des deux essais dynamiques (Z_c= 11, 5mm≡ 3 % D).

De plus, on a utilisé les mêmes critères de stabilité que les essais dans l'argile des Flandres pour caractériser les trois zones de stabilité :

- Stable (S): le déplacement en tête du pieu s'accumulent lentement après 1000 cycles sous un chargement répété ou alterné (< 1mm/1000 cycles).
- Instable (US): accumulation rapide de déplacement en tête du pieu sous un chargement répété ou alterné jusqu'à la rupture du pieu (Z_c) avant 100 cycles.
- Métastable (MS): une accumulation de déplacement en tête du pieu avec un taux modéré sans stabilisation ni provocation de la rupture et cela entre 100 et 1000 cycles.

IV.2.2 Les pieux forés sous chargement en traction

IV.2.2.1 Analyse du comportement global des pieux

IV.2.2.1.1 Historique de chargements

L'analyse du comportement global des pieux sous chargements cycliques en traction commence par la présentation du programme des tests effectués sur les pieux expérimentaux. On présente dans le Tableau IV-3, le nom des deux pieux tests, le nom et le type d'essai, la fréquence et le niveau de chargements cycliques ainsi que le nombre de cycles effectués pour chaque essai.

La charge moyenne et l'amplitude cyclique sont normalisées par la charge limite obtenue par l'essai statique (NF ou rapide) qui précède la séquence cyclique.

Tableau IV-3 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{ut}	Q_c / Q_{ut}	N cycles
F1	L-F1/TS1	Traction	Statique NF				
	L-F1/TC1		Cyclique (F = 3)	0,5	0,2	0,15	126
	L-F1/TR1		Statique rapide				
	L-F1/TC2		Cyclique	0,5	0,2	0,12	500
	L-F1/TC3		Cyclique	0,5	0,3	0,2	500
	L-F1/TC4		Cyclique	0,5	0,4	0,2	760
	L-F1/TR2		Statique rapide				
F2	L-F2/TC1	Traction	Cyclique	0,5	0,4	0,3	367
	L-F2/TR1		Statique rapide				
	L-F2/TC2		Cyclique	0,5	0,25	0,17	315
	L-F2/TR2		Statique rapide				

Pour bien visualiser l'Historique de chargements sur les deux pieux forés, on présente, sur la Figure IV-10 pour le pieu F1 et sur la Figure IV-11 pour le pieu F2, la succession des courbes des efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais.

L'observation des courbes de l'ensemble des essais permet de noter que les deux pieux ont subi un déplacement total de l'ordre de 200 mm pour le pieu F1 et 180 mm pour le pieu F2.

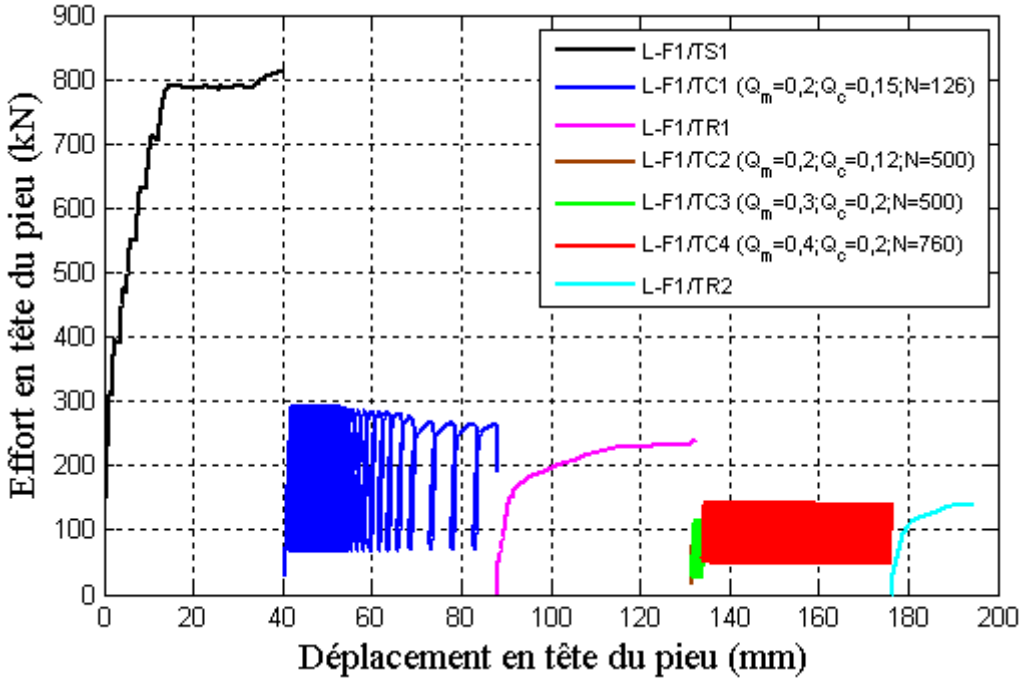


Figure IV-10 : Historique de chargements sur le pieu foré F1

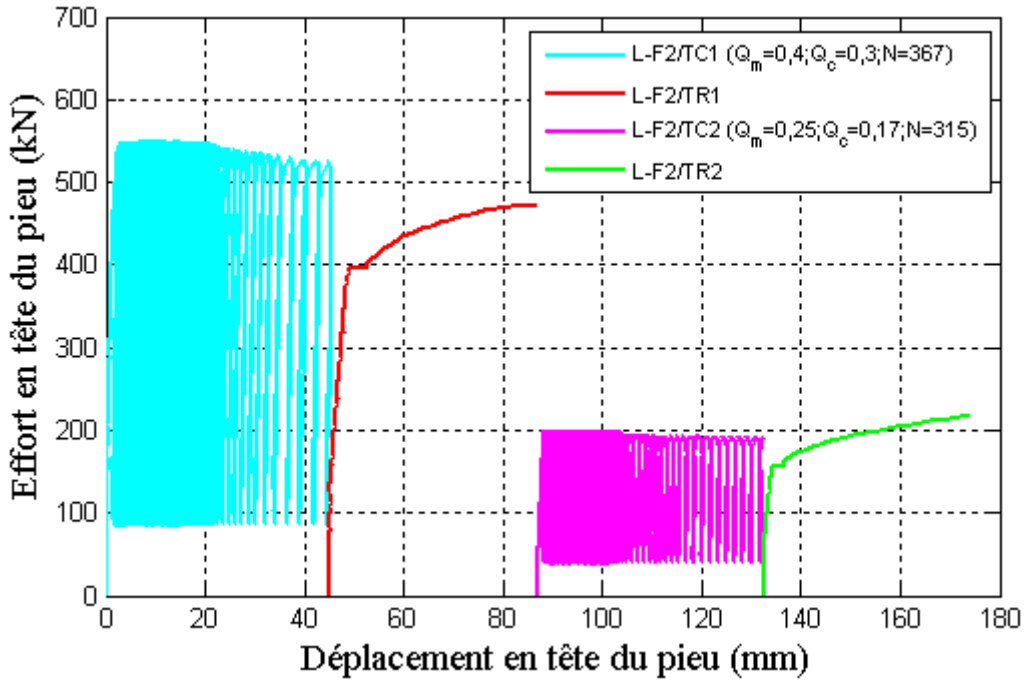


Figure IV-11 : Historique de chargements sur le pieu foré F2

On peut également visualiser les séquences cycliques qui ont amené les pieux à la rupture (définie pour 12 mm de déplacement en tête).

On peut constater que l'histoire des chargements joue un rôle prépondérant dans la réponse des pieux sous sollicitations statiques et cycliques. En effet, en comparant les deux premiers essais cycliques sur chaque pieu, on remarque que :

- l'essai L-F1/TC1 effectué après l'essai statique L-F1/TS1 a provoqué la rupture en 114 cycles avec un taux de chargement Q_{max}/Q_{ut} =35 % seulement;
- l'essai L-F2/TC1 effectué sur un pieu vierge a provoqué la rupture en 264 cycles avec un taux de chargement Q_{max}/Q_{ut} =70 % (deux fois le taux de L-F1/TC1)

Le comportement cyclique du pieu F1 a été fortement influencé par l'essai statique L-F1/TS1.

De plus, en considérant que les deux pieux vierges ont la même capacité de Q_{ut} = 820 kN et en comparant les premiers essais statiques rapides sur chaque pieu, on s'aperçoit que l'essai L-F1/TR1 a montré une charge limite du pieu F1 de Q_{ut} =250 kN et l'essai L-F2/TR1 a montré une charge limite du pieu F2 de Q_{ut} =472 kN.

Cette différence peut être liée donc à l'histoire de chargement puisque le pieu F1 avait subi deux essais auparavant (L-F1/TS1 et L-F1/TC1) avec 80 mm de déplacement et le pieu F2 n'avait subi qu'un seul essai auparavant (L-F2/TC1) avec 40 mm de déplacement.

D'une manière générale, on peut dire que la réponse d'un pieu sous sollicitation axial est influencé et par l'histoire des chargements (niveau de chargement, type de chargement, nombre de cycles, etc.) et par l'histoire des déplacements.

IV.2.2.1.2 Courbes typiques effort-déplacement en tête

Les Figure IV-12 et Figure IV-13 illustrent respectivement, pour chaque essai cyclique, la réponse des pieux F1 et F2 en matière d'effort-déplacement en tête.

On remarque que l'allure des courbes est différente d'un essai à un autre. En effet, le niveau de chargement de la séquence cyclique ainsi que l'ordre d'exécution de celle-ci influencent la réponse des pieux.

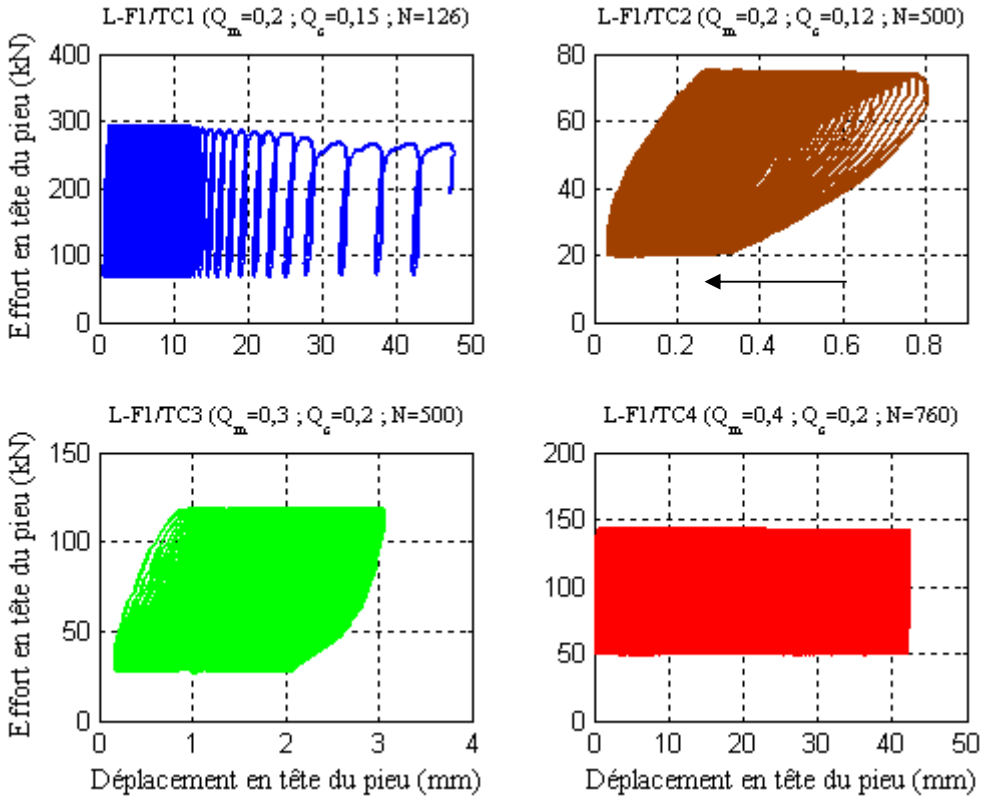


Figure IV-12 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F1

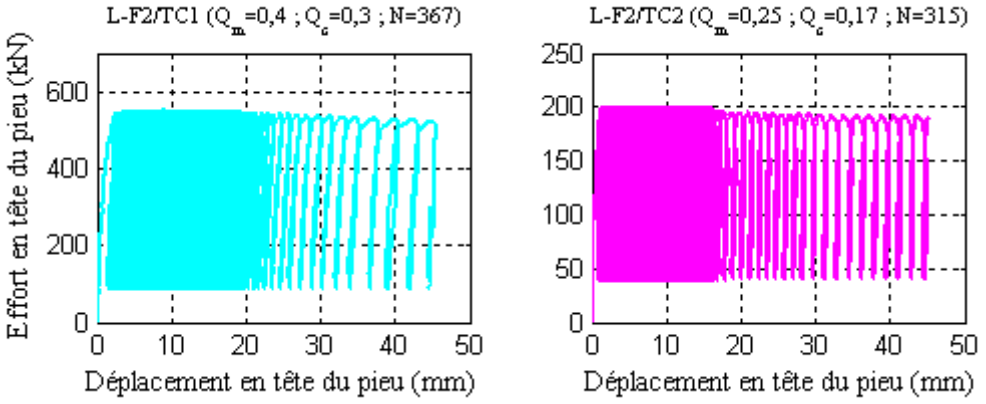


Figure IV-13 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F2

On distingue trois comportements différents :

- Une instabilité des pieux : une accumulation de déplacement jusqu'au déplacement critique Z_c après un nombre de cycles donné et ensuite une accélération brutal du taux de déplacement des pieux augmente cycle après cycle jusqu'à un déplacement de 10% D. C'est le cas des essais L-F1/TC1 (35 % Q_{ut}), L-F2/TC1 (70 % Q_{ut}), L-F2/TC2 (42 % Q_{ut}).

  Il est à noter que la entre le nombre de cycle qui a produit un déplacement critique Zc et celui qui a accumulé un déplacement de 10 %D est très minime.
- Une stabilité des pieux : le déplacement se stabilise avec une tendance du pieu vers une boucle élastique. L'essai L-F1/ TC3 (50 % Q_{ut}) illustre ce type de réponse. L'essai L-F1/TC2 (32 % Q_{ut}) provoque une diminution de déplacement (phénomène inexplicable).
- Une accumulation de déplacement sans changement de régime (métastable) jusqu'à la rupture. C'est ce que montre l'essai F1/ TC4 (60 % Q_{ut}) qui accumule régulièrement les déplacements en tête du pieu jusqu'à la rupture sans modification de la rigidité et de la forme du cycle. Ce mode de rupture peut être expliqué par l'influence des essais cycliques précédents à très faible taux de chargement qui auraient provoqué de la contractance et rigidifié la réponse du pieu.

IV.2.2.1.3 Évolution du déplacement en tête

Pour étudier l'évolution des déplacements sous chargements cycliques, on a choisi de calculer le déplacement relatif maximal cyclique Z_{max} :

$$Z_{max} = Z_{max,N} - Z_{max,1} \qquad \text{(IV-3)}$$

où : $Z_{max,N}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du cycle N ;

$Z_{max,1}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du premier cycle.

Le calcul de Z_{max} permet de visualiser uniquement l'accumulation des déplacements maximaux permanents du pieu engendrée lors de la séquence cyclique.

On a choisi donc de ne pas considérer l'historique du chargement et la montée statique jusqu'à la charge moyenne.

On reporte, sur la Figure IV-14, l'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F1 et F2.

On note une bonne concordance sur l'allure entre les essais cycliques qui ont provoqué la rupture. Toutefois, quelques écarts apparaissent sur le mode de rupture et le nombre de cycle produisant celle-ci.

On constate que les essais L-F1/TC1 (35 % Q_{ut}), L-F2/TC1 (70 % Q_{ut}), L-F2/TC2 (42 % Q_{ut}) ont un mode de rupture brutal. Certes, le nombre de cycles produisant la rupture est différent pour chaque essai mais la rupture est atteinte, pour les trois essais, lorsque le déplacement Z_{max} atteint Z_c (12 mm).

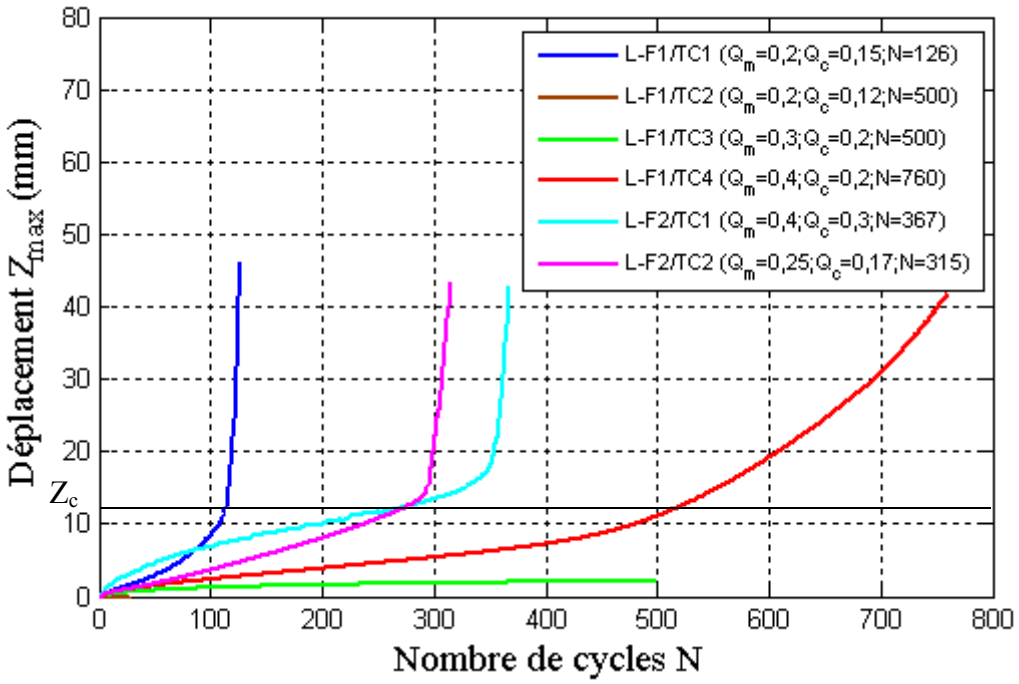


Figure IV-14 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F1 et F2.

L'essai F1/ TC4 (60 % Q_{ut}) développe un mode de rupture lent avec un changement de pente lorsque le déplacement Z_{max} atteint Z_c.

Les courbes du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycles de l'essai L-F1/TC2 (32 % Q_{ut}) et de l'essai L-F1/ TC3 (50 % Q_{ut}) confirme la stabilisation du pieu.

Il faut noter qu'aucune relation n'a été observée entre le nombre de cycles produisant la rupture et le niveau de chargement cyclique. Ce constat peut être expliqué par l'influence de l'historique de chargement.

IV.2.2.1.4 Évolution de la rigidité cyclique du pieu

On rappelle que la rigidité cyclique est définie par la relation IV-4 :

$$K_{c,N} = \frac{Q_{\max,N} - Q_{\min,N}}{Z_{\max,N} - Z_{\min,N}} \qquad \text{(IV-4)}$$

La Figure IV-15 donne, pour tous les essais effectués sur les deux pieux F1 et F2, l'évolution de la rigidité cyclique du pieu en fonction du nombre de cycle.

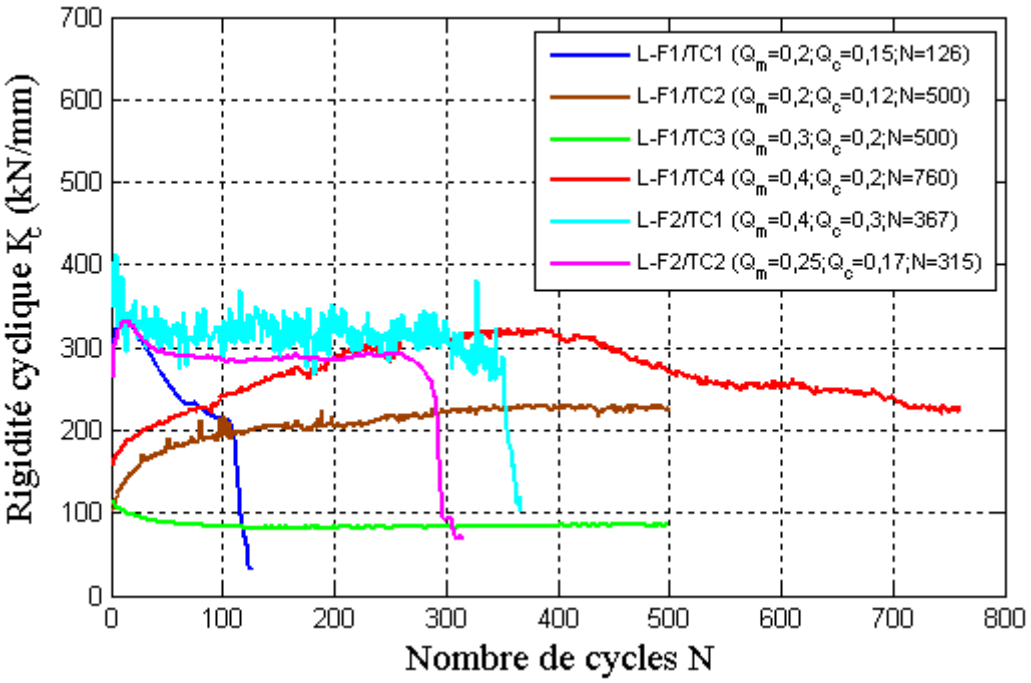


Figure IV-15 : Evolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F1 et F2.

Cette figure montre bien qu'il y a concomitance entre la rupture rapide des pieux lors des essais L-F1/TC1 (35 % Q_{ut}), L-F2/TC1 (70 % Q_{ut}), L-F2/TC2 (42 % Q_{ut}) la chute de leur rigidité cyclique.

La rigidité K_c, pendant l'essai F1/ TC4 (60 % Q_{ut}), augmente jusqu'à un maximum de 2 par rapport au premier cycle et ensuite diminue jusqu'à la rupture

(définie pour un déplacement cumulé de 40mm). On peut parler de rupture lente du pieu.

Lors de l'essai L-F1/TC2 (32 % Q_{ut}), on visualise clairement une augmentation de la rigidité et ensuite une stabilisation.

Pour l'essai L-F1/ TC3 (50 % Q_{ut}), la courbe de K_c en fonction du nombre de cycle montre une diminution de la rigidité lors des premiers cycles suivie d'une stabilisation.

On peut visualiser que les valeurs de rigidité cyclique au premier cycle diminue avec la succession de chargements. En effet, l'essai L-F2/TC1 effectué sur un pieu vierge est celui qui a montré la plus grande rigidité cyclique.

IV.2.2.1.5 Capacité post-cyclique

Pour quantifier l'influence sur la capacité statique du pieu d'une séquence cyclique ayant provoqué sa rupture préalable, on a effectué un essai statique avant et après chaque séquence de ce type.

Les Figure IV-16a et b montrent respectivement une comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F1 et F2.

On remarque, pour les deux pieux, que la capacité post-cyclique chute fortement après chaque essai cyclique produisant la rupture du pieu.

En comparant les essais statiques effectués sur le pieu F1, on remarque que la capacité est passée de Q_{ut} =820 kN lors de l'essai L-F1/TS1 à Q_{ut} =250 kN lors de l'essai L-F1/TR1 puis à Q_{ut} =160 kN lors de l'essai L-F1/TR2.

Pour le pieu F2, la comparaison de la charge limite obtenue pendant l'essai L-F2/TR1, Q_{ut} =472 kN, se fait par rapport à la charge limite de l'essai L-F1/TS1 qui est de Q_{ut} =820 kN. Le deuxième essai L-F2/TR2 montre une capacité de Q_{ut} =218 kN.

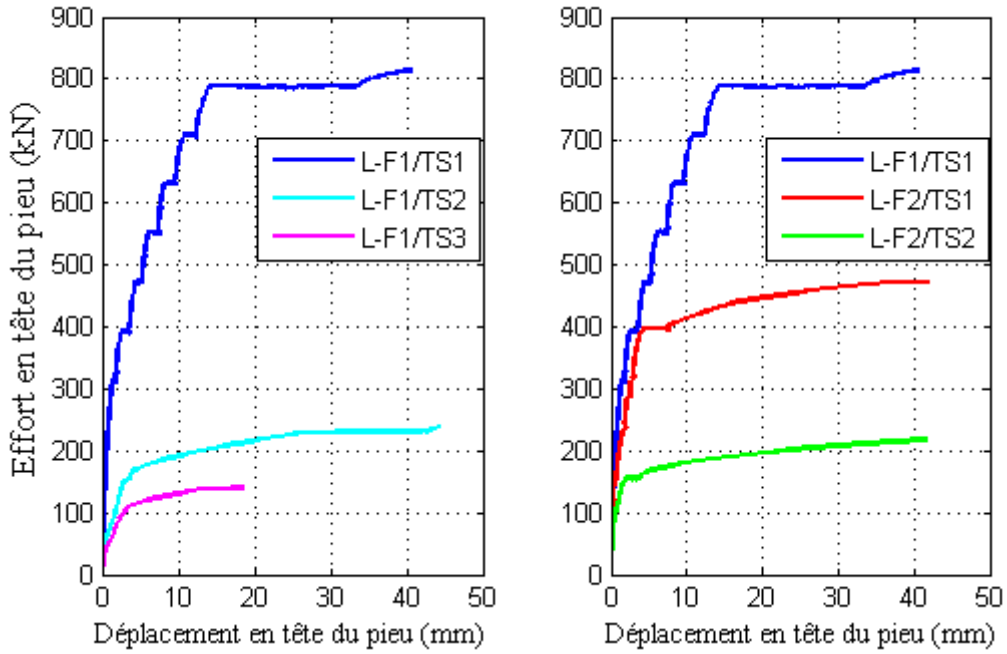


Figure IV-16 : Comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F1 et F2.

Le Tableau IV-4 indique le taux de diminution des capacités des pieux F1 et F2.

Tableau IV-4 : Taux de diminution des capacités des pieux F1 et F2.

Pieu	Essai	Effort	Type	Q_{ut} (kN)	ΔQ_{ut} (%)
F1	L-F1/TS1	Traction	Statique NF	820	100
	L-F1/TR1		Statique rapide	250	69,5
	L-F1/TR2		Statique rapide	160	36,0
F2	L-F2/TR1	Traction	Statique rapide	472	42,4
	L-F2/TR2		Statique rapide	218	53,8

IV.2.2.2 Analyse du comportement local des pieux

L'instrumentation à l'aide de l'extensomètre amovible n'a pas fonctionné convenablement sur le premier pieu testé durant de la campagne et, malheureusement, on n'a pas pu étudier le comportement local notamment l'évolution du frottement latéral en fonction du nombre de cycles.

IV.2.2.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques en traction

La synthèse de l'ensemble des essais cycliques en traction sur les pieux forés est présentée, sur la Figure IV-17, sous forme du diagramme de stabilité des pieux.

On rappelle que, dans ce diagramme, les essais cycliques sont positionnés en fonction de leur charge moyenne Q_m et amplitude cyclique Q_c par rapport à la charge limite du pieu en traction $Q_{ut.}$ Ils sont représentés différemment en fonction de leur impact sur le pieu en matière d'accumulation de déplacement.

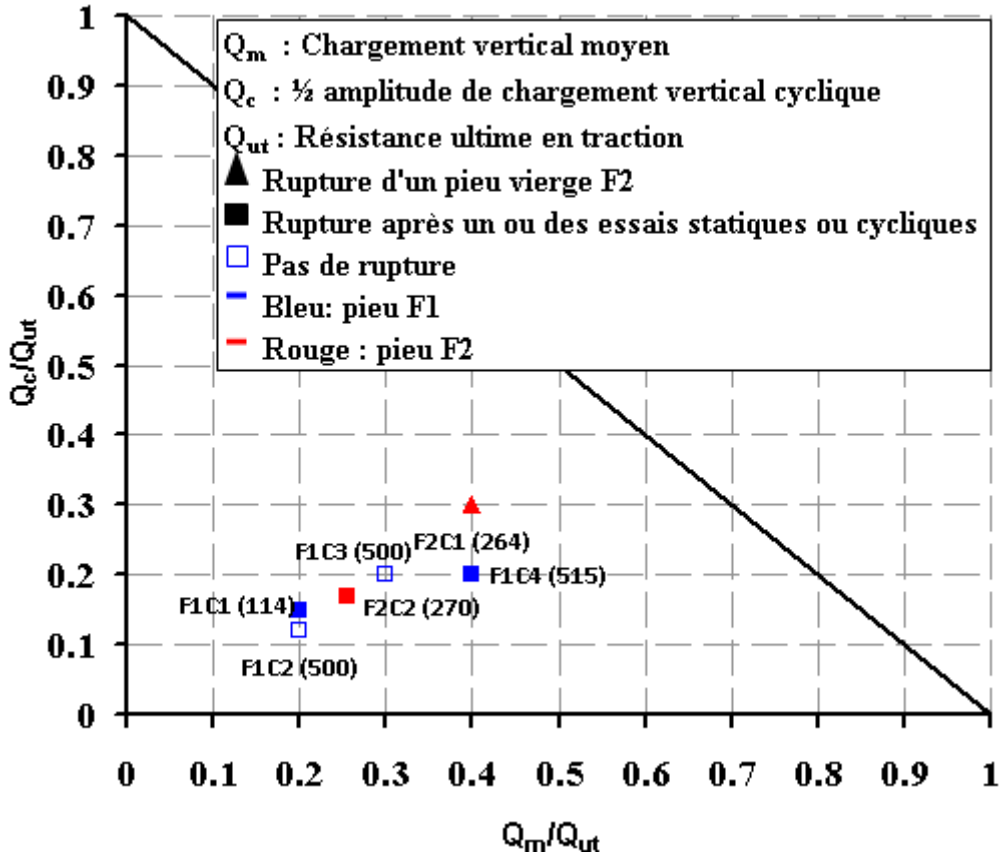


Figure IV-17 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés en traction à Loon-Plage

Si on se base uniquement sur les critères de rupture, on peut classer les essais qui ont amené le pieu à la rupture dans une zone métastable parce que toutes ces séquences ont provoqué la rupture avec un nombre de cycles N > 100.

Toutefois, la délimitation de cette zone semble très difficile à faire contenu de l'influence de l'historique du chargement sur le niveau de chargement de chaque séquence.

On a reporté la séquence L-F2/ TC1 (F2C1), qui a été effectué sur un pieu vierge (pas d'historique de chargement), sur le diagramme de stabilité déterminé par (Jardine et al., 2012) à partir des résultats des essais de chargements cycliques en traction sur

pieux battus à Dunkerque. Pour ce faire, on a pris le même critère de rupture qui est de 10 % D qui a été engendré par l'essai L-F2/ TC1 (F2C1) a provoqué la rupture du pieu vierge en 367 cycles.

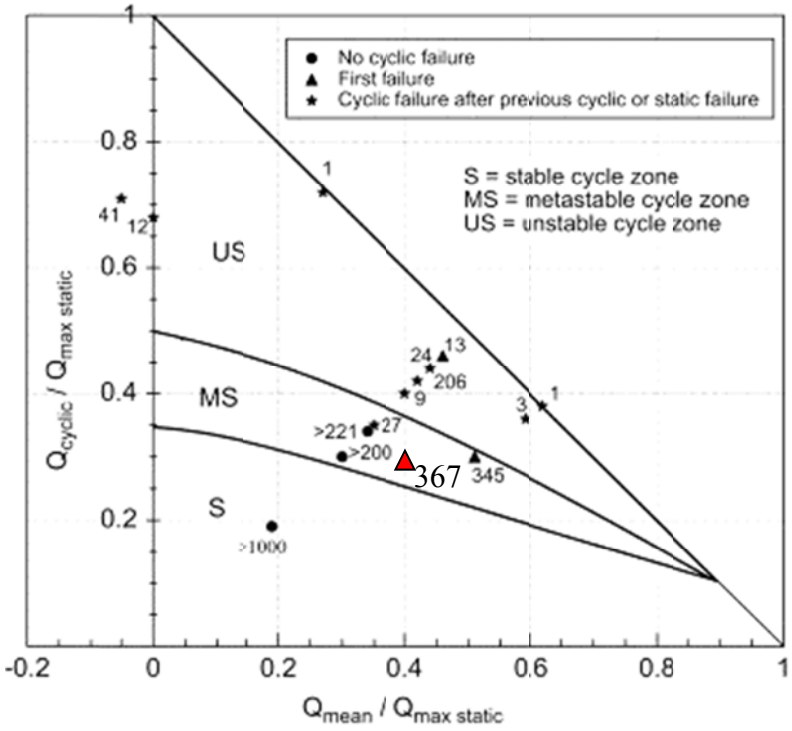


Figure IV-18 : Diagramme de stabilité des essais de chargements cycliques de pieux battus dans le sable de Dunkerque (Jardine and Standing, 2012).

Les autres combinaisons cycliques ont été influencées par l'historique des chargements et par conséquent leur positionnement dans un diagramme doit être considéré avec beaucoup de précaution.

IV.2.3 Les pieux forés sous chargement en compression

IV.2.3.1 Analyse du comportement global des pieux

IV.2.3.1.1 Historique de chargements

Pour analyser le comportement des pieux sous chargements cycliques en compression, on a effectué un programme de tests sur deux pieux forés expérimentaux F4 et F5. On présente dans le Tableau IV-5, le nom et le type d'essai, la fréquence et le niveau de chargements cycliques ainsi que le nombre de cycles effectués pour chaque essai.

En ce qui concerne le niveau des chargements cycliques, la charge moyenne et l'amplitude cyclique sont normalisées par la charge limite obtenue par l'essai statique L-F4/CS1 sauf pour les séquences L-F4/CC6 et L-F4/CC7 qui sont normalisées par la charge limite obtenue par l'essai L-F4/CR3.

Tableau IV-5 : Programme d'essais de chargements en traction sur les pieux forés

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m / Q_{uc}	Q_c / Q_{uc}	N cycles
F4	L-F4/CS1	compression	Statique NF				
	L-F4/CC1		Cyclique (F = 2)	0,5	0,18	0,13	1879
	L-F4/CR1		Statique rapide				
	L-F4/CC2		Cyclique	0,5	0,36	0,18	200
	L-F4/CC3		Cyclique	0,5	0,36	0,27	200
	L-F4/CC4		Cyclique	0,5	0,45	0,27	100
	L-F4/CC5		Cyclique	0,5	0,45	0,36	200
	L-F4/CR2		Statique rapide				
	L-F4/CR3		Statique rapide				
	L-F4/CC6		Cyclique	0,5	0,33	0,27	38
	L-F4/CC7		Cyclique	0,5	0,33	0,20	304
	L-F4/CR4		Statique rapide				
F5	L-F5/CC1	Compression	Cyclique	0,5	0,36	0,27	14
	L-F5/CC2		Cyclique	0,5	0,27	0,09	5000
	L-F5/CC3		Cyclique	0,5	0,36	0,18	280

On reporte, sur la Figure IV-19 pour le pieu F4 et sur la Figure IV-20 pour le pieu F5, la succession des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais.

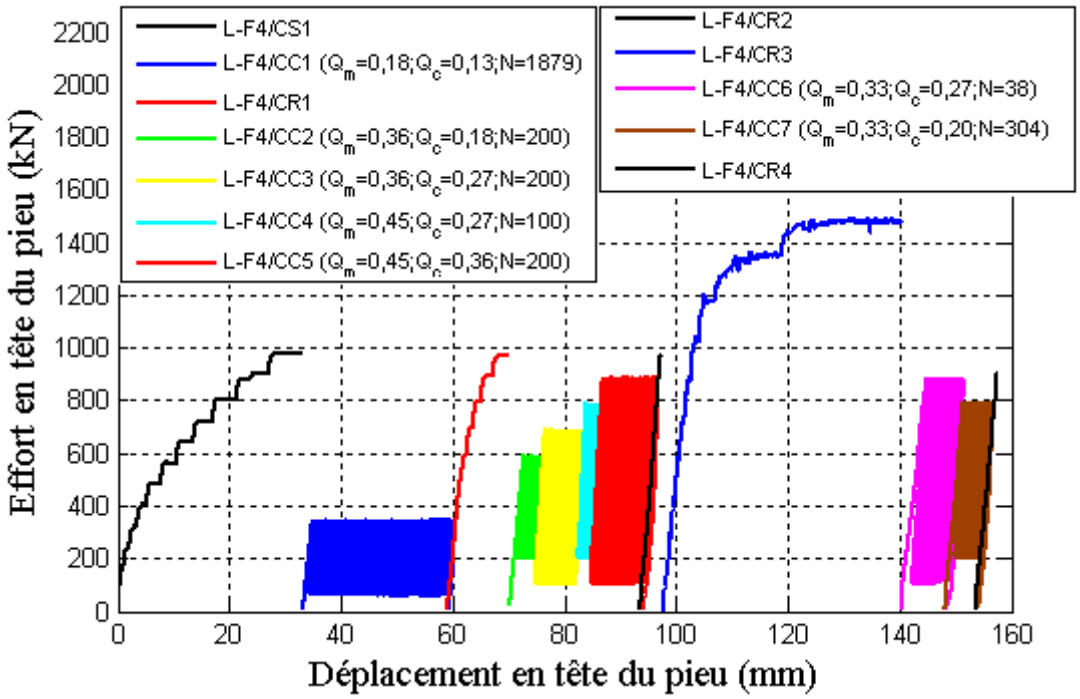


Figure IV-19 : Historique de chargements sur le pieu foré F4

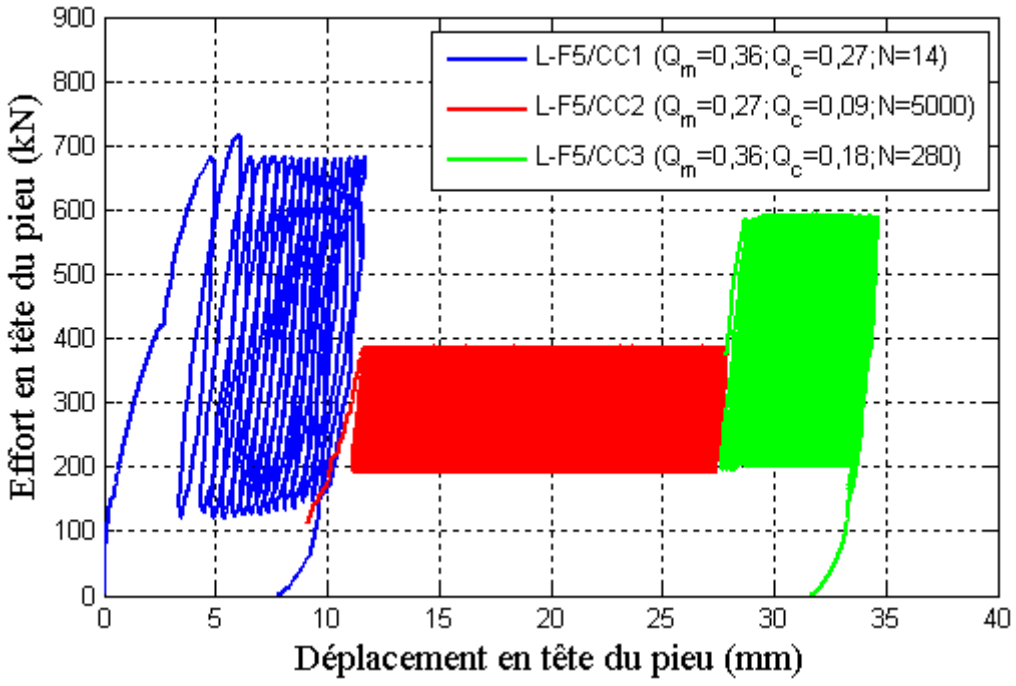


Figure IV-20 : Historique de chargements sur le pieu foré F5

L'ensemble des essais permet de constater que les deux pieux ont subi un déplacement total de l'ordre de 160 mm pour le pieu F4 et 35 mm pour le pieu F2.

A première vue, le comportement des pieux sous les charges cycliques en compression est très différent de celui sous sollicitations en traction notamment vis-à-vis du mode de rupture et de la capacité post-cyclique.

L'histoire des chargements influence considérablement la réponse des pieux sous sollicitations statiques et cycliques en compression mais d'une manière différente que sous les charges en traction. Les deux essais (L-F4/CC3 et L-F5/CC1) ont le même niveau de chargement (Q_{max}=63 % Q_{uc}) et génèrent un déplacement en tête du pieu équivalent (Z_{max}= 8 mm) mais le premier essai après 200 cycles et le deuxième après 15 cycles seulement. Cette différence peut être expliquée par l'ordre de réalisation de chacun des deux essais : l'essai L-F4/CC3 a été effectué après deux essais statiques et deux essais cycliques alors que l'essai L-F5/CC1 a été exécuté sur pieu vierge. De plus, sous deux essais statiques L-F4/CS1 et L-F4/CR3 sur le même pieu, ce dernier a montré une capacité respective de 1100 kN et 1500 kN.

Cette augmentation de capacité peut être liée à la mobilisation de la pointe du pieu en compression qui est un aspect qui sera détaillé dans l'analyse locale du pieu.

Il semble donc que l'histoire de chargement rend le pieu plus résistant aux essais statiques et cycliques.

IV.2.3.1.2 Courbes typiques effort-déplacement en tête

La réponse des pieux F4 et F5 en matière d'effort-déplacement en tête sous chaque séquence cyclique en compression est présentée de manière respective sur la Figure IV-21 et la Figure IV-22.

D'après les deux figures, on peut associer le comportement d'un pieu sous chargements cycliques en compression à un comportement raidissant. En effet, mis à part les deux séquences (L-F4/CC6 et L-F5/CC1) où les premiers cycles ont généré un déplacement relativement important, toutes les séquences ont provoqué un taux d'accumulation de déplacement par cycle faible et qui diminue jusqu'à la stabilisation.

Toutefois, le nombre de cycles nécessaire pour atteindre cette stabilisation varie en fonction du niveau de chargement de la séquence cyclique ainsi que l'historique du chargement qui l'a précédée.

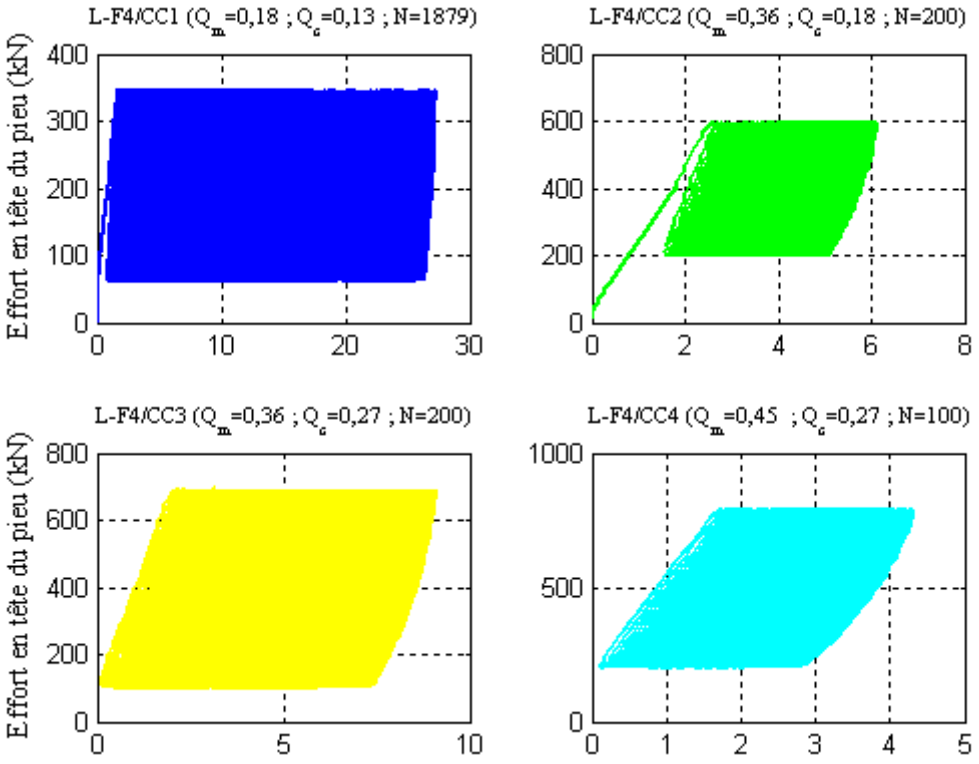


Figure IV-21 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F4

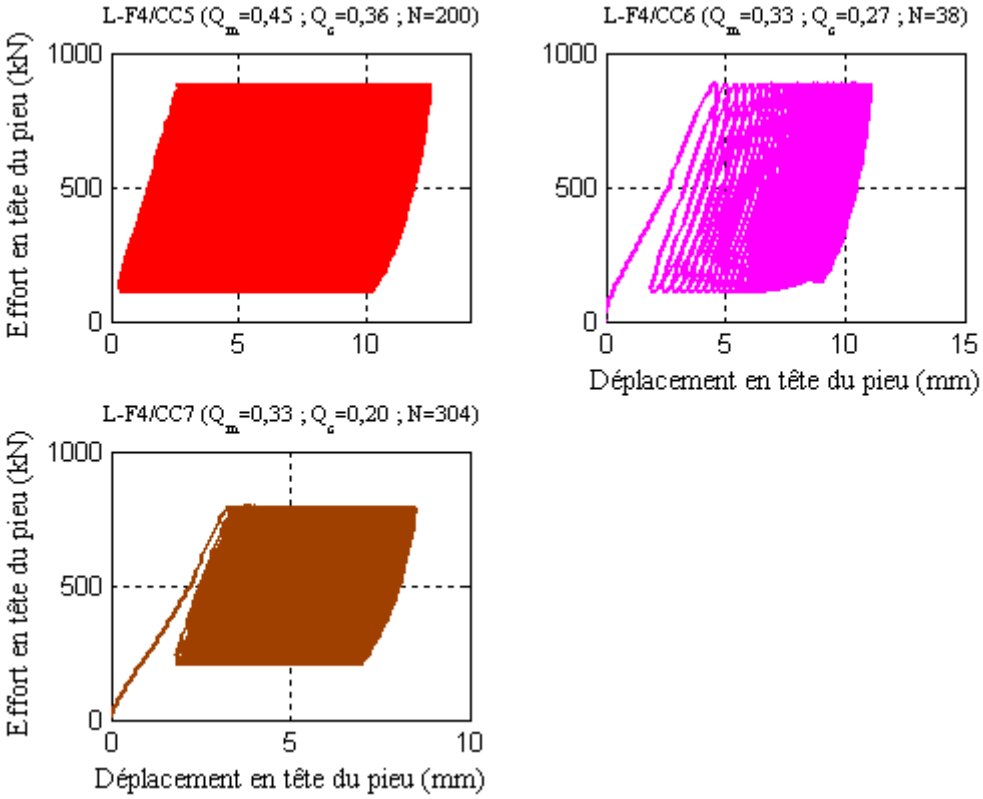


Figure IV-22 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F5

L'instabilité observée des deux pieux sous les deux séquences (L-F4/CC6 et L-F5/CC1), notamment durant les premiers cycles, peut être expliquée par :

- L'essai L-F4/CC6 (Q_{max}=60 % Q_{uc}), a été exécuté après l'essai L-F4/CR3 qui a provoqué la rupture du pieu (43 mm de déplacement en tête) et par conséquent il a été réalisé avec des nouvelles conditions d'équilibre de pieu.
- L'essai L-F5/CC1, qui a un niveau de chargement élevé (Q_{max}=63 % Q_{uc}), a été effectué sur un pieu vierge. Cet essai a d'ailleurs provoqué une instabilité du massif de chargement ce qui explique pourquoi il a été arrêté après 15 cycles seulement.

On peut noter que ces deux séquences montrent tout de même une diminution du taux de déplacement par cycle, ce qui pourrait laisser penser qu'une stabilisation du pieu pourrait être obtenue mais après un déplacement important.

IV.2.3.1.1 Évolution du déplacement en tête

Comme en traction, l'étude de l'évolution des déplacements sous chargements cycliques en compression a été menée à travers le déplacement Z_{max}.

On reporte donc, sur la Figure IV-23, l'évolution du déplacement Z_{max} des deux pieux F4 et F5 en fonction du nombre de cycle sous les différentes combinaisons cycliques.

On a choisi de séparer les deux séquences qui ont un nombre de cycles élevés pour éliminer l'effet d'échelle et avoir une meilleure vision sur l'évolution du déplacement Z_{max}.

L'allure observée sur toutes les courbes est similaire montrant une évolution de déplacement Z_{max} qui augmente en fonction des cycles. Cependant, le taux d'accroissement de celui-ci est variable selon le niveau et l'historique de chargement.

D'une manière générale, le taux d'accroissement de Z_{max} est plus fort pendant les premiers cycles et ensuite il diminue en fonction du nombre de cycles.

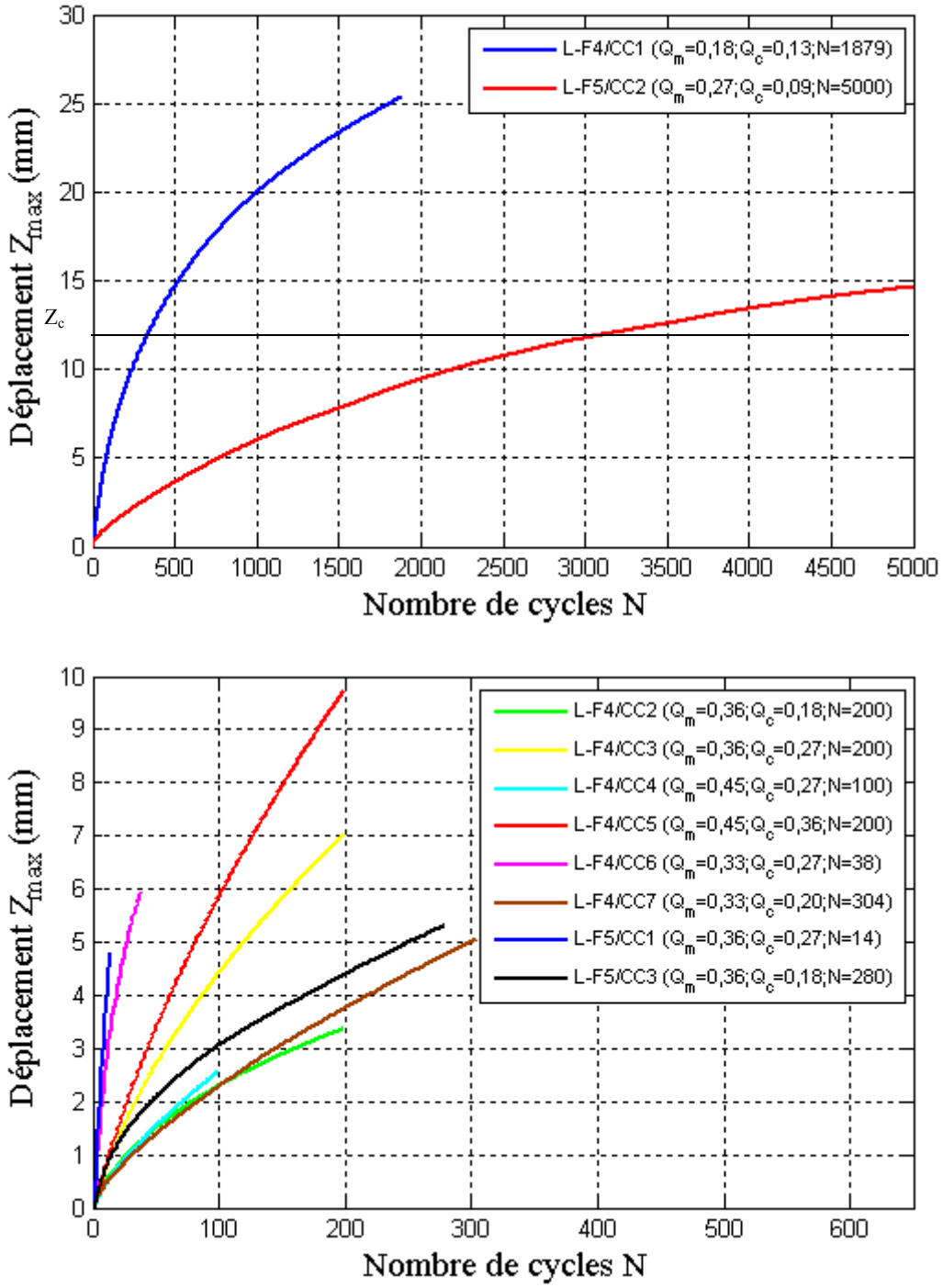


Figure IV-23 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F4 et F5.

On remarque que, lors des deux séquences L-F4/CC6 et L-F5/CC1, Z_{max} a crû d'une manière rapide jusqu'à 6 mm en 38 cycles et jusqu'à 4,8 en 15 cycles respectivement.

Le déplacement Z_{max} des deux séquences L-F4/CC1 (Q_m=0,18; Q_c=0,13 Q_{uc}) et L-F5/CC2 (Q_m=0,27; Q_c=0,09 Q_{uc}) n'évolue pas de la même manière pour atteindre la valeur de Z_c=12mm. L'essai cyclique L-F4/CC1 montre un Z_{max} qui augmente avec un taux plus important que l'essai L-F5/CC2. Il atteint la valeur de Z_c en 335 au lieu de 3142 cycles.

Cette différence semble être liée uniquement au rapport de l'amplitude cyclique à la charge moyenne des deux séquences puisque, d'une part, elles ont un niveau de chargement équivalent (1/3 de Q_{uc}) et d'autre part, l'histoire de chargement devait produire l'effet contraire avec L-F4/CC1 exécuté après un déplacement en tête de 35 mm et L-F5/CC2 réalisé après seulement 8 mm. Donc, on peut dire que L-F4/CC1 (Q_c/Q_m = 0,77) produit un taux de Z_{max} plus élevé que L-F5/CC2 (Q_c/Q_m = 0,33) parce que son amplitude cyclique Q_c est proche de sa charge moyenne Q_m et par conséquent Q_{min} avoisine la valeur 0.

Par ailleurs, on peut visualiser l'effet de l'historique du chargement sur le déplacement Z_{max} en comparant les deux séquences L-F4/CC3 et L-F5/CC1 qui ont le même niveau de chargement (Q_{max}=0,63Q_{uc}). Ces deux séquences n'ont pas produit la même évolution de Z_{max} en fonction du nombre de cycles. En effet, le premier a généré un Z_{max} de7 mm en 200 cycles et le deuxième a généré un Z_{max} de 4,8 mm en seulement 15 et qu'il atteindra probablement Z_c avant 100 cycles.

Cette différence peut être expliquée par le fait que l'essai L-F4/CC3 a été réalisé après un essai statique et deux essais cycliques et donc il a été opéré sur un pieu qui a probablement une capacité plus élevée à cause l'histoire de chargement.

IV.2.3.1.2 Évolution de la rigidité cyclique du pieu

L'étude de l'évolution de la rigidité cyclique du pieu se fait, de la même manière, à partir du facteur d'évolution de la rigidité cyclique ΔK_c.

La Figure IV-24 donne, pour tous les essais effectués sur les deux pieux F4 et F5, le facteur d'évolution de la rigidité cyclique du pieu en fonction du nombre de cycle.

Cette figure confirme la tendance générale des pieux sous chargements cycliques en compression avec une augmentation de leur rigidité en fonction des cycles jusqu'à 30 cycles environ et ensuite une stabilisation.

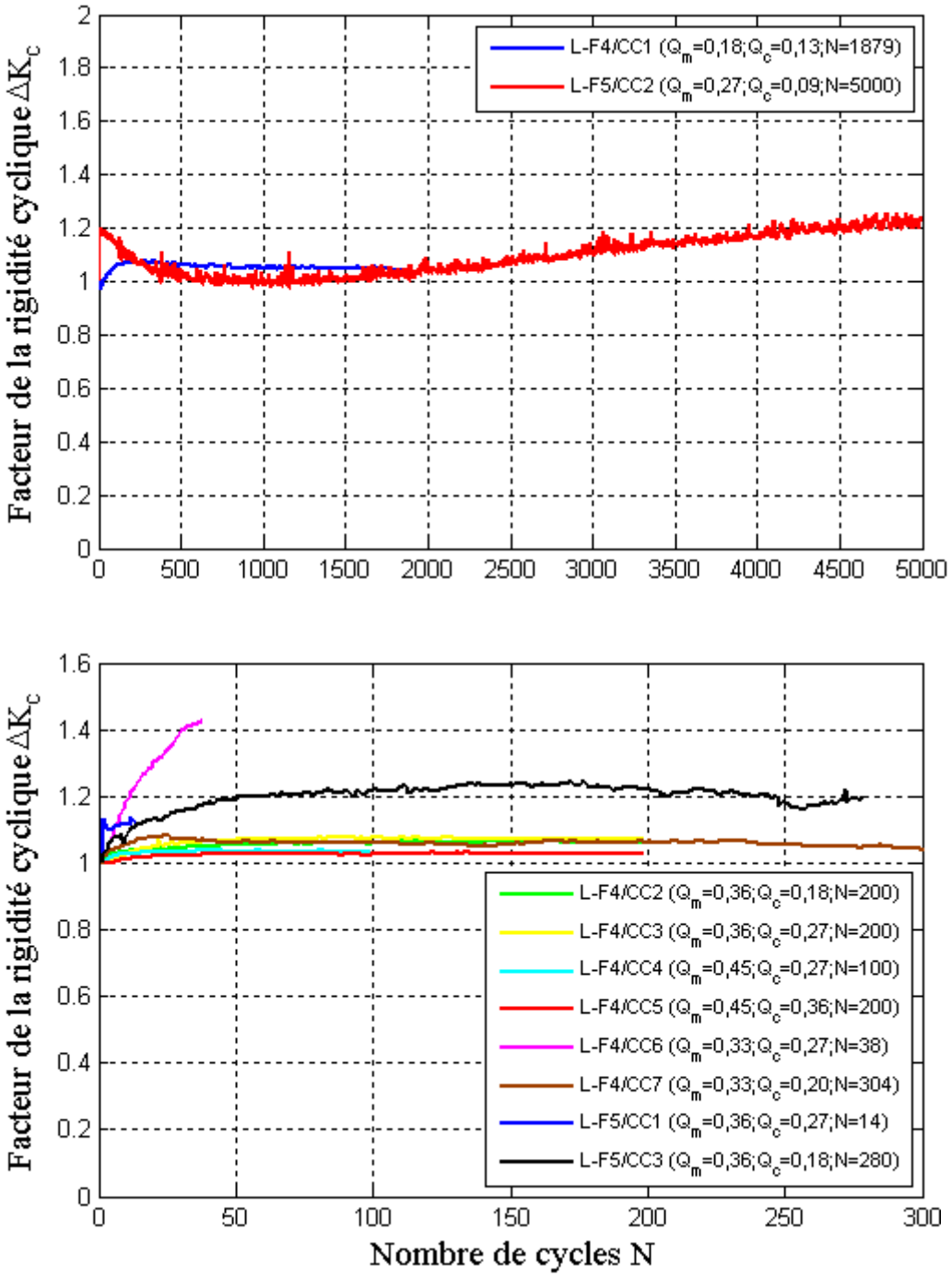


Figure IV-24 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur les deux pieux F4 et F5.

On remarque que l'augmentation du niveau de chargement n'a pas influencé l'évolution du facteur ΔK_c. Par exemple les courbes des essais du facteur ΔK_c L-F4/CC2 (Q_{max}=0,54Q_{uc}), L-F4/CC3 (Q_{max}=0,63Q_{uc}), L-F4/CC4 (Q_{max}=0,72Q_{uc}) et L-F4/CC5 (Q_{max}=0,81Q_{uc}) sont relativement semblables. Toutefois, on pense que l'effet de la succession de ces essais a compensé l'effet de l'augmentation du niveau de chargement. En considérant que chaque séquence rigidifie le pieu, la capacité du pieu augmente et par conséquent la séquence suivante voit son niveau de chargement réduit par rapport à la charge limite du pieu.

Les séquences qui ont suivi un essai de rupture, telles que L-F4/CC6 (Q_{max}=0,60Q_{uc}), L-F5/CC3 (Q_{max}=0, 0,54Q_{uc}), ont engendré une augmentation plus importante du facteur ΔK_c.

On peut expliquer cela par le nouvel équilibre obtenu du pieu après la rupture puisque la séquence L-F5/CC1 (Q_{max}=63 % Q_{uc}) qui a été effectuée sur un pieu vierge a montré la même tendance.

IV.2.3.1.3 La capacité post-cyclique

Étant donné que la capacité du pieu augmentait avec l'histoire du chargement, notamment après les séquences cycliques, on n'a pas pu quantifier l'influence de chaque séquence cyclique sur celle-ci à cause de limitations logistiques :

- nécessité de changer de vérin pour appliquer un effort plus grand que 1000kN;

- dégradation de la capacité des pieux de réaction (surtout ceux qui ont été testés plusieurs fois en traction).

Néanmoins, on a effectué, après les combinaisons cycliques, quelques essais statiques rapides sur le pieu F4 pour les comparer avec l'essai statique de référence L-F4 /CS1:

- 3 essais jusqu'à la charge permise du vérin cyclique (980 kN) (L-F4 /CR1, L-F4 /CR2, L-F4 /CR5);
- 1 un seul essai jusqu'à la rupture à l'aide du vérin statique (L-F4 /CR3).

La Figure IV-25 montre une comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F4.

La comparaison des essais statiques rapides permet de bien visualiser l'influence des essais cycliques en compression sur le pieu en matière de rigidité et de capacité.

En ce qui concerne la rigidité, on remarque que les courbes des essais statiques rapides effectués après les chargements cycliques sont plus raides que la courbe de l'essai statique de référence. Par exemple lorsqu'on compare les trois essais L-F4 /CS1, L-F4 /CR1, L-F4 /CR2, on s'aperçoit que pour atteindre la charge de 980 kN, le premier essai a déplacé le pieu de 35mm, le deuxième de 10 mm et le dernier de 4 mm seulement.

Comme mentionné dans l'étude bibliographique, l'effet de vitesse sur la capacité du pieu dans le sable est négligeable. De plus, on n'a pas observé cet effet dans les essais de traction. Donc, on peut dire que cette augmentation de la raideur du pieu est la conséquence des essais cycliques en compression et éventuellement la succession de ces essais.

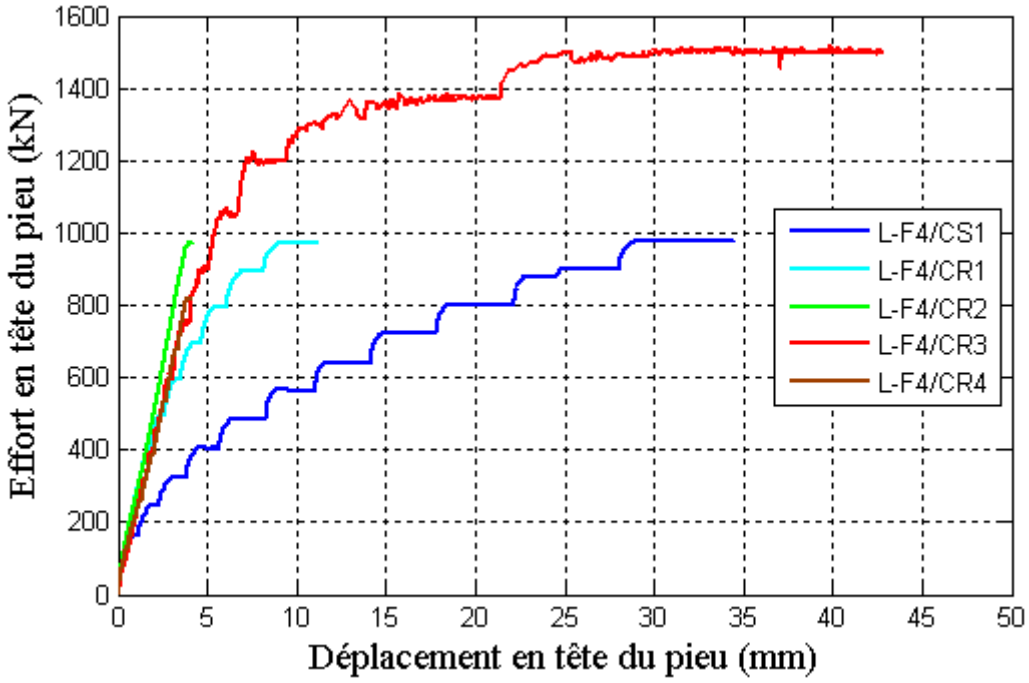


Figure IV-25 : Comparaison entre les différents essais statiques effectués sur le pieu F4.

En outre, l'augmentation de la capacité du pieu est montrée clairement lorsqu'on compare les deux essais L-F4 /CS1 et L-F4 /CR4. On a montré, dans la partie IV.1.1.2.1, qu'à 10% du diamètre (42 mm), la charge limite du pieu en compression de

l'essai L-F4 /CS1 peut être estimée à environ Q_{uc} = 1100 kN tandis que la charge limite obtenu lors de l'essai L-F4 /CR4 est de Q_{uc} = 1500 kN. La capacité post-cyclique a nettement augmenté après les essais cycliques en compression.

IV.2.3.2 Analyse du comportement local des pieux

IV.2.3.2.1 Répartition des efforts dans le pieu

Tout d'abord, on commence par présenter la répartition des efforts le long des pieux F4 et F5 sous les différentes séquences cycliques.

On montre respectivement sur la Figure IV-26, les efforts mesurés le long du pieu F4 au premier et au dernier cycle des cinq premiers essais cycliques (L-F4/CC1, L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5).

En ce qui concerne les deux essais (L-F4/CC6, L-F4/CC7), les jauges ont, malheureusement, donné des résultats aberrants. Le disfonctionnement des jauges a débuté lors de l'essai L-F4/CR3 où l'effort appliqué en tête du pieu a atteint 1500 kN, ce qui a probablement dépassé leur limite de précision

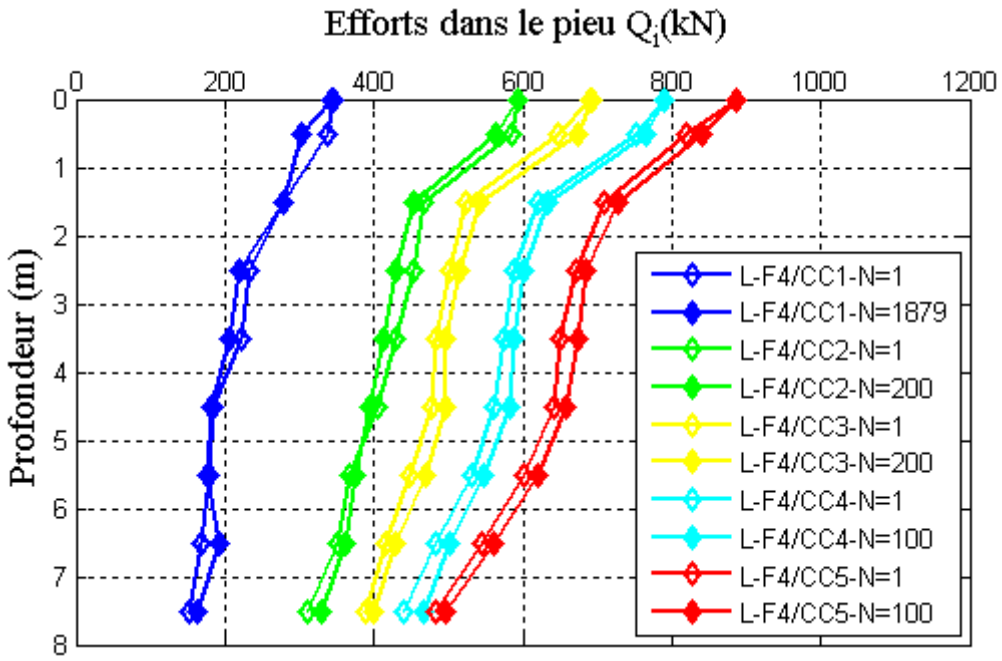


Figure IV-26 : Les efforts mesurés le long du pieu F4 au premier et au dernier cycle des cinq premiers essais cycliques.

D'une part, on observe une évolution de la distribution des charges dans le pieu F4 en fonction de la charge cyclique maximale Q_{max}. En effet, lorsque celle-ci augmente, le frottement des couches profondes est mobilisé davantage ainsi que la résistance de pointe. Cependant, le taux d'augmentation de cette dernière diminue avec l'histoire de chargement.

D'autre part, la variation de la distribution des efforts dans le pieu, entre le premier cycle et le dernier de chaque séquence, est négligeable (sauf dans la couche superficielle).

De même, on trace, sur la Figure IV-27, les efforts mesurés le long du pieu F5 sous les séquences (L-F5/CC1, L-F5/CC2, L-F5/CC3).

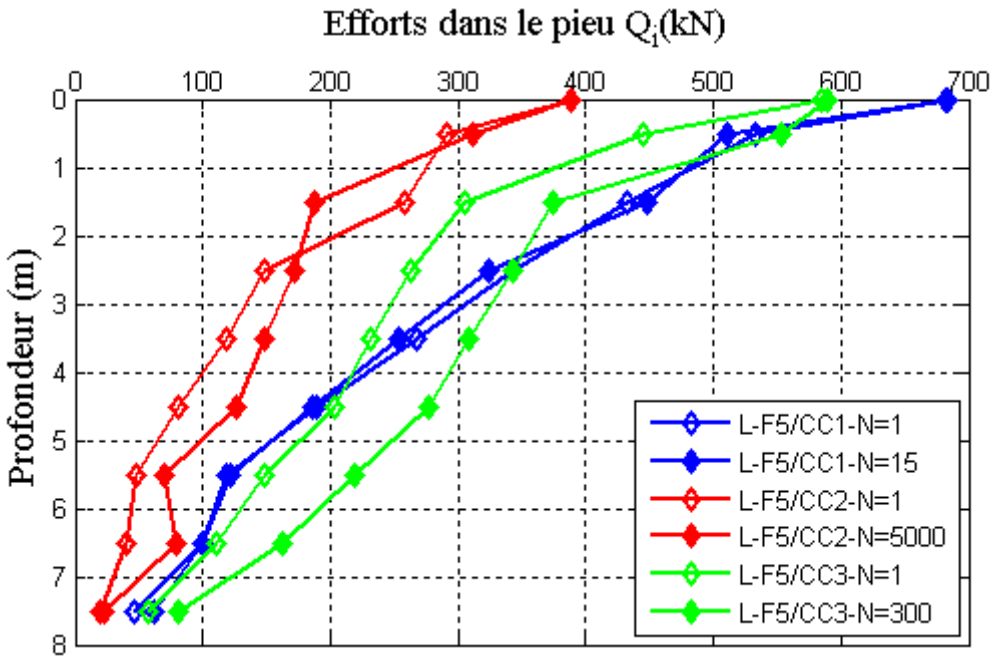


Figure IV-27 : Les efforts mesurés le long du pieu F5 au premier et au dernier cycle des trois essais cycliques.

Dans le pieu F5, vierge, le premier essai L-F5/CC1 a mobilisé peu de résistance de pointe mais beaucoup de frottement latéral avec une répartition des efforts qui n'a presque pas évolué en fonction des cycles.

Les deux autres essais cycliques L-F5/CC2 et L-F5/CC3 montrent une variation, entre le début et la fin des cycles, de la répartition des efforts dans le pieu. On remarque que le cumul des cycles provoque un transfert progressif des charges de la partie haute

vers la partie basse du pieu. Cependant, la mobilisation de la résistance de pointe reste faible.

IV.2.3.2.2 Évolution du frottement latéral

Pour analyser l'évolution du frottement latéral en fonction du nombre de cycles, on a choisi de montrer, sur la Figure IV-28, le frottement maximal développé sur tous les niveaux pour la séquence effectuée sur le pieu vierge L-F5/CC1.

Une forte dégradation du frottement est observée sur le premier tronçon du pieu en fonction des cycles. Cependant, cette dégradation est accompagnée d'un accroissement du frottement sur le deuxième niveau, ce qui illustre un transfert d'effort d'une couche à une autre.

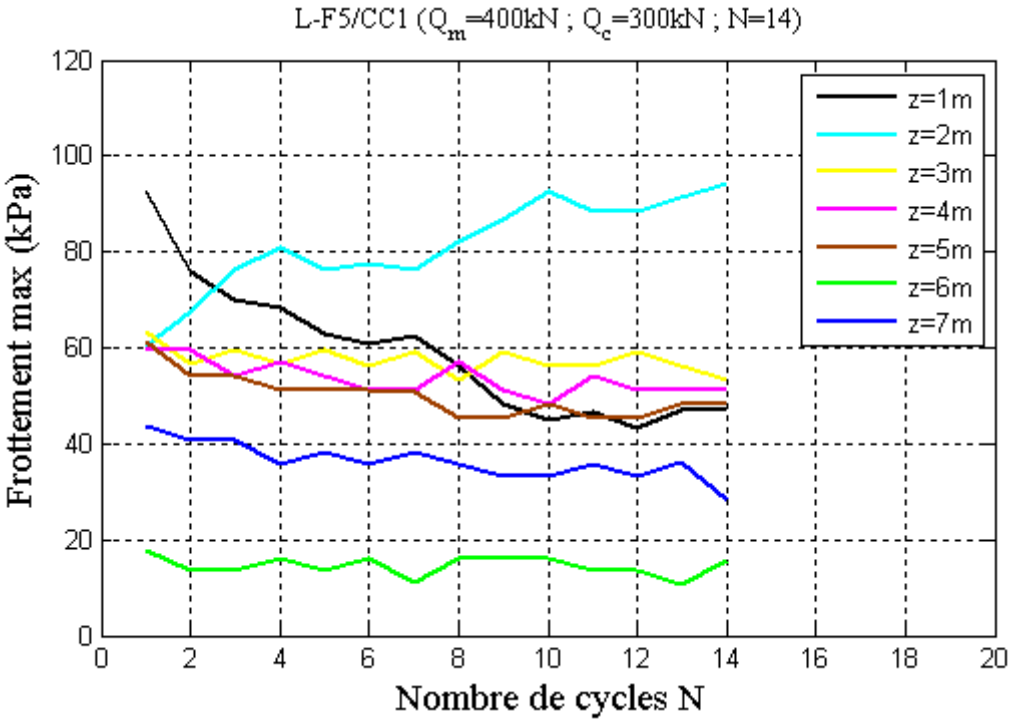


Figure IV-28 : Frottement maximal développé sur tous les niveaux pour la séquence effectuée sur le pieu vierge L-F5/CC1.

Les autres couches développent un frottement maximal cyclique qui diminue légèrement au cours des cycles.

En outre, afin d'étudier l'influence de la succession des essais cycliques, on présente, sur la Figure IV-29 , le frottement maximal cyclique développé sur tous les tronçons du pieu F4 durant les essais qui simulent une tempête (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5).

Cette figure permet de distinguer trois types d'évolution de frottement :

- Une dégradation du frottement en fonction des cycles pendant chaque séquence cyclique : c'est le cas des couches aux niveaux 3 et 5m. Cependant, la valeur du frottement au premier cycle est semblable pour toutes les séquences.
- Une stabilisation du frottement en fonction du nombre des cycles : c'est le cas des couches aux niveaux 1, 4, 6 et 7. La tendance générale observée est que la valeur du frottement au premier cycle augmente lorsque la charge cyclique maximale augmente.
- Une augmentation du frottement en fonction des cycles : c'est le cas de la couche 2. On pense que cette augmentation est une conséquence de la diminution du frottement à d'autres niveaux afin d'équilibrer le pieu.

On remarque que le frottement global ne chute pas et que l'affaiblissement du sol au tour du pieu se traduirait par une augmentation du déplacement en tête. Toutefois, le frottement local peut diminuer et par conséquent le déficit de réaction correspondant est repris à un autre niveau du pieu.

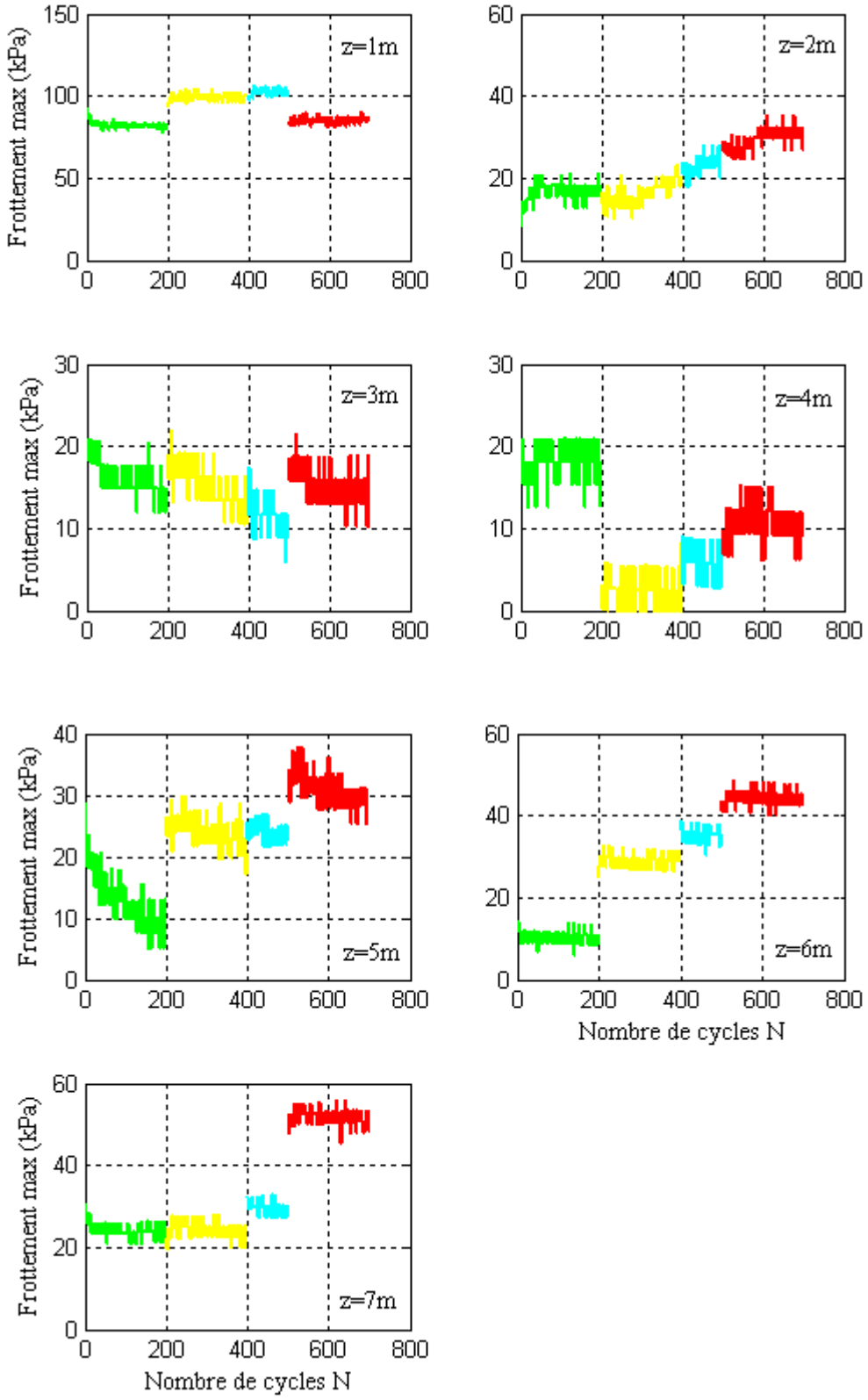


Figure IV-29 : Frottement maximal cyclique développé sur tous les tronçons du pieu F4 durant les essais (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5).

IV.2.3.2.3 Évolution de la résistance de pointe

L'étude de l'évolution de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles, sera centrée sur la séquence effectuée sur le pieu vierge L-F5/CC1 (Figure IV-30) et sur les essais (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5) qui simulent une tempête (Figure IV-31).

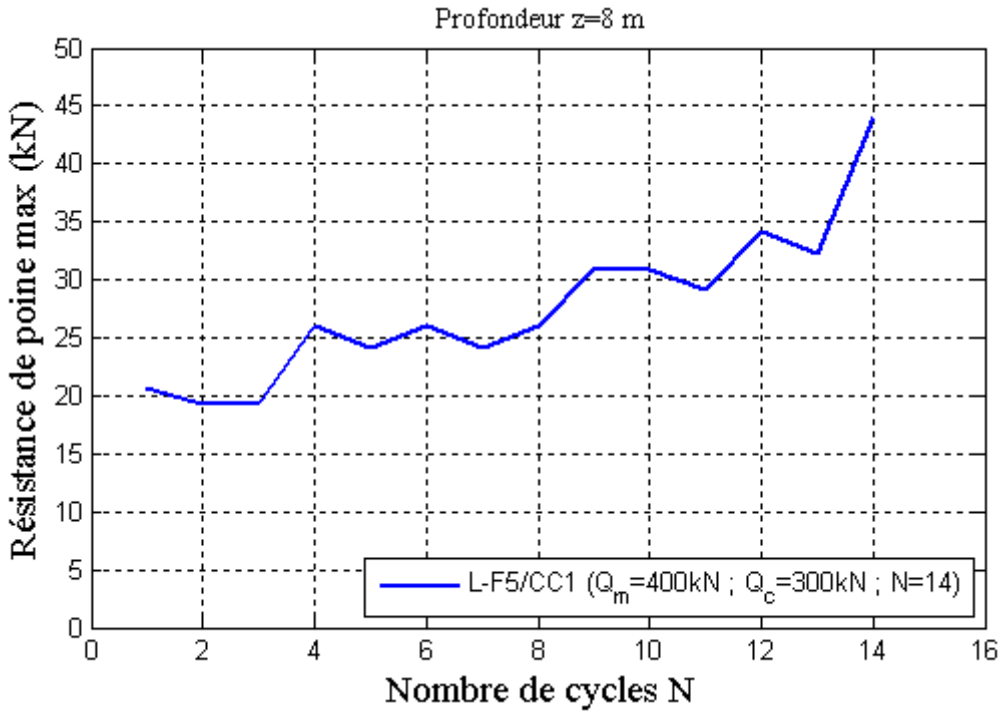


Figure IV-30 : Évolution de la résistance de pointe du pieu vierge sous l'essai L-F5/CC1.

L'essai L-F5/CC1 a montré que le pieu vierge F5 a développé une résistance de pointe croissante en fonction du nombre de cycles mais sa valeur reste très minime (45 kN).

Quant à l'essai tempête, on observe une légère augmentation de la résistance de pointe durant chaque séquence cyclique. De plus, la valeur au premier cycle augmente en fonction de la charge cyclique maximale.

Lorsqu'on compare l'essai L-F5/CC1 et L-F4/CC3, qui ont une charge cyclique maximale similaire de Q_{max}= 700 kN, on constate que ce dernier, a développé une résistance de pointe beaucoup plus grande. En effet, soumis à l'essai L-F4/CC3 (effectué après un essai statique et deux essais cycliques), le pieu F4 a développé une

résistance de pointe de Q_p = 375 kN tandis que le pieu F5 sous l'essai L-F5/CC1 a mobilisé seulement Q_p = 45 kN.

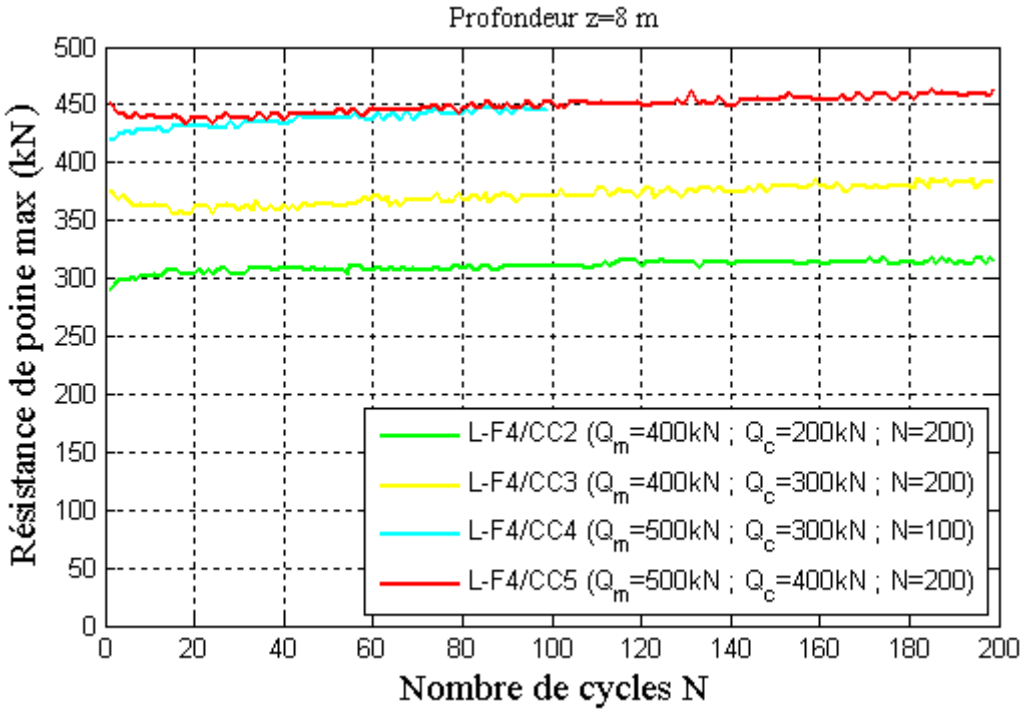


Figure IV-31 : Évolution de la résistance de pointe du pieu F5 durant les essais (L-F4/CC2, L-F4/CC3, L-F4/CC4, L-F4/CC5).

Cette différence peut être expliquée par l'influence de l'histoire de chargement sur le comportement local du pieu puisque l'essai L-F4/CC3 a été effectué sur un pieu qui avait subi auparavant un essai statique et deux essais cycliques (75 mm de déplacement en tête) tandis que l'essai L-F5/CC1 a été exécuté sur un pieu sans histoire de chargement.

IV.2.3.3 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques en compression

On présente sur la Figure IV-32 le diagramme de stabilité cyclique obtenu pour les essais cycliques en compression sur pieux forés de Loon-Plage.

Pour ce diagramme, la rupture est définie pour un déplacement du pieu de 0,03 D. La zone instable caractérise les essais ayant atteint le critère de rupture avant 100

cycles. La zone stable correspond à une zone de faible amplitude de chargement cyclique dans laquelle les pieux n'ont pas atteint le critère de rupture et les vitesses de déplacement sont faibles. Entre ces deux zones se situe la zone qualifiée de métastable dans laquelle les pieux atteignent la rupture entre 100 et 1000 cycles.

Comme mentionné auparavant, dans le cas de la compression, on a observé une augmentation de la capacité du pieu après les cycles. On a donc pris comme hypothèse une augmentation linéaire de la capacité post-cyclique du pieu en fonction du nombre de cycles afin de pouvoir inclure l'effet de l'historique de chargements sur le niveau de chaque séquence.

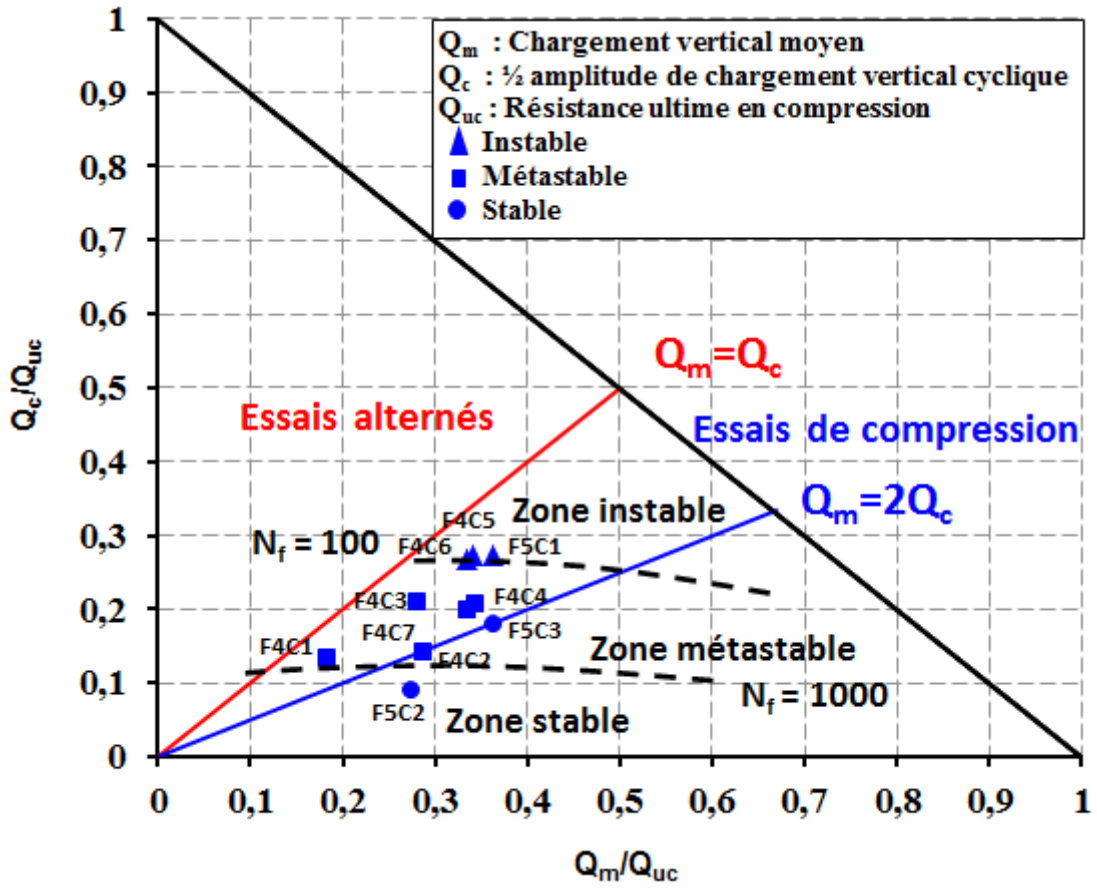


Figure IV-32 : Diagramme cyclique des pieux forés en compression à Loon-Plage

On remarque que la zone de stabilité est très petite. En effet, dès que l'amplitude cyclique dépasse 0,1 Q_{uc}, on rentre dans la zone métastable.

IV.2.4 Les pieux forés sous chargement alterné

IV.2.4.1 Analyse du comportement global des pieux

IV.2.4.1.1 Historique de chargements

Le programme de tests expérimentaux pour analyser le comportement des pieux forés sous chargements cycliques alternés est présenté dans le Tableau IV-6. Ce programme a été exécuté sur le pieu F3.

Tableau IV-6 : Programme d'essais de chargements alternés sur un pieu foré

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m (kN)	Q_c (kN)	N cycles
F3	L-F3/AC1	Alterné	Cyclique	0.5	35	125	1000
	L-F3/AC2		Cyclique	0.1	35	125	50
	L-F3/AC3		Cyclique	0.5	100	160	1000
	L-F3/TR1		Statique rapide T				
	L-F3/AC4		Cyclique	0.5	25	160	1000
	L-F3/AC5		Cyclique	0.5	-85	100	100
	L-F3/AC6		Cyclique	0.5	40	160	15
	L-F3/AC7		Cyclique	0.5	35	125	796
	L-F3/CR4		Statique rapide C				

La convention considérée dans cette analyse utilise des signes positifs pour l'effort en compression et l'enfoncement du pieu et des signes négatifs pour l'effort en traction et l'extraction du pieu.

Étant donné que l'effort appliqué est alterné, le niveau de chargements cycliques ne peut être identifié directement par la normalisation de la charge moyenne et de l'amplitude cyclique par la charge ultime du pieu puisque ce dernier n'a pas la même capacité en compression et en traction.

L'ensemble des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais effectués sur le pieu F3 est présenté sur la Figure IV-33.

La visualisation des courbes permet de constater que le pieu s'est déplacé d'environ 180 mm. Cependant, ce déplacement absolu englobe l'enfoncement et l'arrachement du pieu et par conséquent le déplacement réel final du pieu est de quelques millimètres seulement.

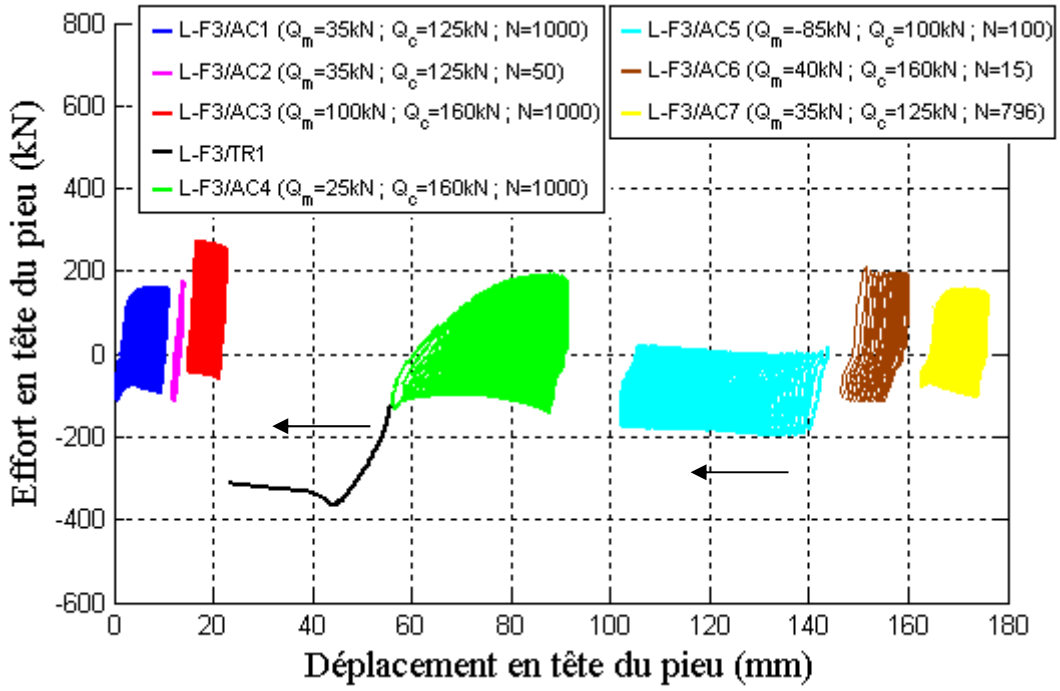


Figure IV-33 : Historique de chargements sur le pieu foré F3

On peut constater que les séquences non symétriques-compression (les charges Q_{max} et Q_{min} sont de signe opposé mais la composante en compression est plus grande) enfoncent le pieu tandis que les séquences non symétriques-traction arrachent le pieu.

On remarque que la réponse du pieu foré sous chargement cyclique alterné est influencée par l'histoire des chargements notamment lorsqu'on passe d'un essai qui enfonce le pieu à un essai qui arrache celui-ci et vice-versa. En effet, l'essai statique en traction L-F3/TR1, qui a été effectué après trois essais non symétriques-compression (L-F3/AC1, L-F3/AC2, L-F3/AC3), montre une charge limite en traction de 380 kN au lieu de 820 kN qui correspond à la capacité du pieu vierge en traction. Cette différence de capacité peut être expliquée par l'exécution de l'essai L-F3/TR1 sur un pieu enfoncé auparavant d'environ 20 mm et par conséquent l'arrachement nécessite un effort plus faible que la charge limite parce que le frottement a été comblé.

Lorsqu'on applique sur le pieu F3 l'essai non symétrique compression L-F3/AC4 (Q_{min}= -135 kN et Q_{max}= 185 kN) après l'essai de traction L-F3/TR1, on remarque que le vérin n'arrive pas à atteindre l'effort imposé parce que le pieu s'enfonce rapidement. Il faut attendre un millier de cycles pour y parvenir. On peut associer ce phénomène à une diminution de la raideur du pieu ainsi que le soulèvement

de la pointe (pas de contact de la pointe avec le sol) lié à l'extraction du pieu précédemment.

Dans le cas de l'essai non symétrique-traction L-F3/AC5 (Q_{min}= -185 kN et Q_{max}= 15 kN), seulement 100 cycles ont été suffisants pour extraire le pieu de 40 mm ce qui confirme la faiblesse du frottement mobilisable à cette étape.

Cette succession d'essais non symétriques traction et compression permet de bien visualiser l'effet sur la capacité, la raideur et le déplacement en tête du pieu, de l'histoire de chargement sur le pieu en statique et en cyclique

IV.2.4.1.2 Courbes typiques effort-déplacement en tête

La réponse du pieu F3 en matière d'effort-déplacement en tête sous chaque séquence cyclique alterné est présentée sur la Figure IV-34.

Les deux premiers essais appliqués sur le pieu F3 étaient L-F3/AC1 et L-F3/AC2 qui sont similaires en niveau de chargement (Q_{min}= -90 kN et Q_{max}= 160 kN) mais avec des fréquences différentes (0,5 Hz et 0,1 Hz respectivement). On remarque que l'effort imposé est bien appliqué au pieu même si on change de fréquence. De plus, on constate que le pieu subit un enfoncement de 10 mm durant l'essai L-F3/AC1 et un déplacement très faible lorsqu'il est soumis à l'essai L-F3/AC2. Cela peut être expliqué par le faible nombre de cycles (N=50) du deuxième essai mais aussi par l'augmentation de la rigidité du pieu pendant le premier essai.

Le troisième essai L-F3/AC3 (Q_{min}= -60 kN et Q_{max}= 260 kN) de type non symétrique-compression a enfoncé le pieu de 6 mm pendant 1000 cycles.

L'essai L-F3/AC4 (Q_{min}= -135 kN et Q_{max}= 185 kN) a enfoncé le pieu de 35 mm mais il a été exécuté après que le pieu soit arraché de 30 mm (essai L-F3/TR1), ce qui explique la faible rigidité et la difficulté d'imposer l'effort souhaité, sauf en fin de séquence.

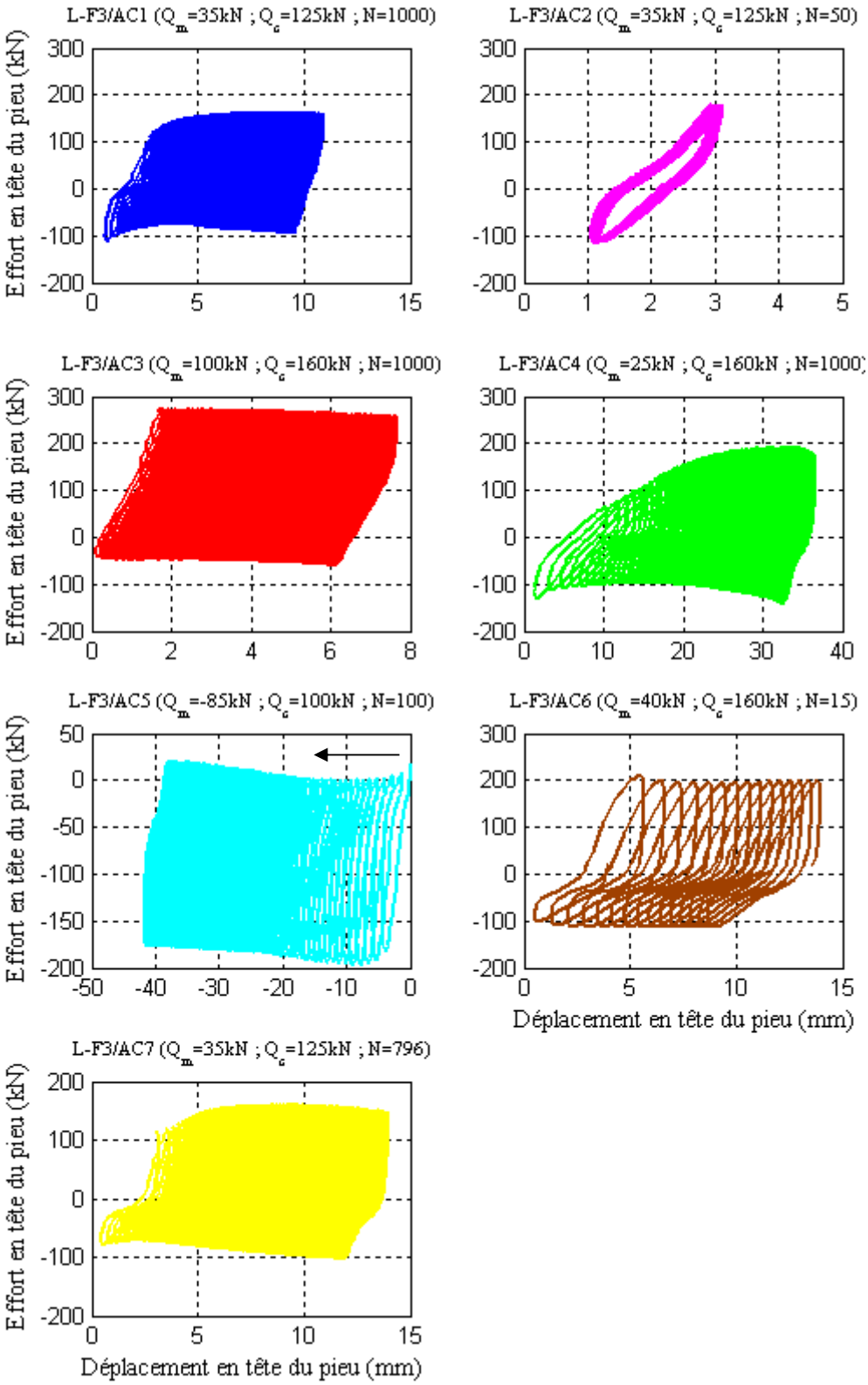


Figure IV-34 : Courbes effort-déplacement des essais cycliques sur le pieu F3

L'essai L-F3/AC5 (Q_{min}= -185 kN et Q_{max}= 15 kN) de type non symétrique-traction a été enchaîné après l'essai L-F3/AC4. Le pieu est parti en arrachement avec une raideur faible qui a augmenté en fonction des cycles. L'arrachement cumulé a été de 40 mm environ pour seulement 100 cycles. L'essai suivant L-F3/AC6 (Q_{min}= -100 kN et Q_{max}= 200 kN) de type non symétrique-compression et a engendré 10 mm de déplacement en seulement 15 cycles. Les cycles de très faible amplitude de l'essai L-F3/AC7, lui aussi de type non symétrique-compression, provoque une augmentation de la rigidité.

En somme, le pieu foré, soumis aux chargements cycliques alternés, a montré deux comportements différents :

- Un comportement métastable dans le cas d'une succession de séquences cycliques du même type générant un déplacement de même signe (traction ou compression);
- Un comportement instable dans le cas où les séquences sont de type opposé et provoquent un déplacement dans le sens inverse de celui de la séquence précédente (c.-à-d. arrachement après enfoncement du pieu ou l'inverse). Le déplacement lors des premiers cycles est rapide.

IV.2.4.1.3 Évolution du déplacement en tête

L'évolution du déplacement Z_{max} du pieu F3 en fonction du nombre de cycles sous les différentes combinaisons cycliques alternées est reportée sur la Figure IV-35.

L'allure des courbes permet de confirmer les deux comportements distingués à partir des courbes d'effort-déplacement en tête à savoir :

- Une évolution de déplacement Z_{max} qui augmente en fonction du nombre de cycles mais avec un taux d'accroissement décroissant. C'est le cas des séquences cycliques non symétriques-compression (L-F3/AC1, L-F3/AC3 et L-F3/AC7) non précédées par des essais non symétriques-traction. Le taux d'accroissement de Z_{max} augmente rapidement jusqu'à 40 cycles environ puis décroît progressivement.
- Une évolution de déplacement $_{Zmax}$ qui augmente rapidement en fonction du nombre de cycles. Les trois séquences L-F3/AC4, L-F3/AC5 et L-F3/AC6 ont

fait augmenter $_{Zmax}$ jusqu'au déplacement critique de Zc =12 mm en N<100 cycles. Le point commun de ces séquences est qu'elles ont été précédées par un essai cyclique non symétrique ayant déplacé le pieu dans le sens inverse du déplacement actuel.

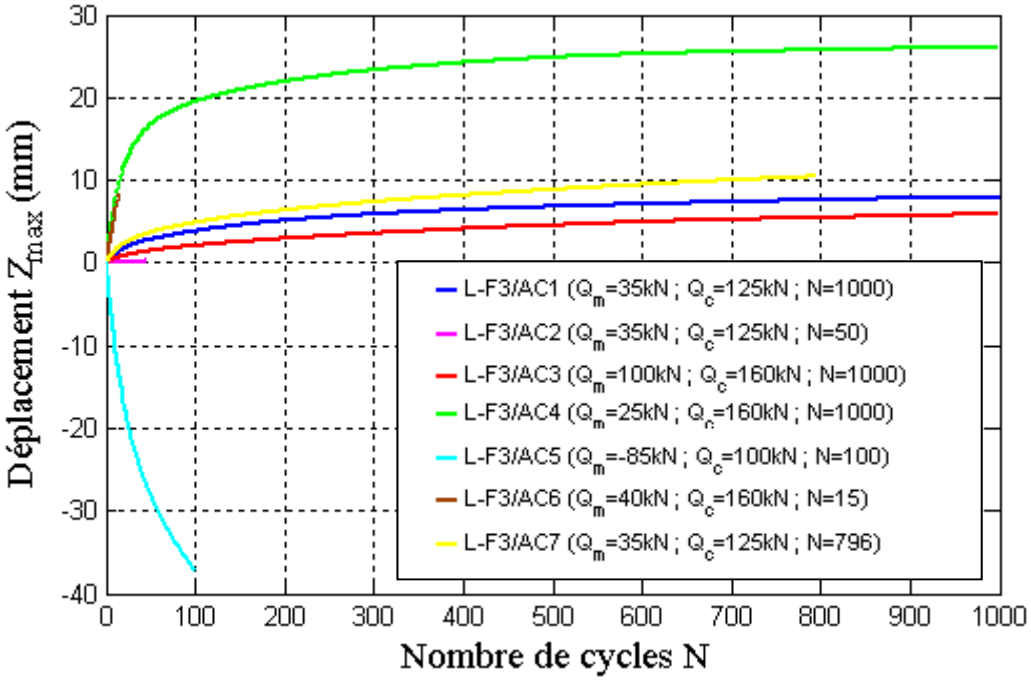


Figure IV-35 : Evolution du déplacement Z_{max} en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F3.

IV.2.4.1.4 Évolution de la rigidité cyclique du pieu

Le facteur d'évolution de la rigidité cyclique ΔK_c est présenté sur la Figure IV-36 pour tous les essais effectués sur le pieu F3 en fonction du nombre de cycle.

Cette figure illustre une tendance générale du pieu foré sous chargements cycliques alternés avec une augmentation de sa rigidité en fonction des cycles et ensuite une stabilisation.

L'augmentation du facteur ΔK_c dépend de plusieurs paramètres tels que l'histoire et le sens du chargement. Par exemple, l'essai L-F3/AC4 a augmenté la rigidité cyclique du pieu de 3,5 fois par rapport à sa valeur au premier cycle. Cette augmentation reflète l'influence de l'essai statique L-F3/TR1 effectué juste avant celui-

ci sur l'état de la rigidité cyclique. De plus, la succession de chargement L-F3/AC1, L-F3/AC2 a influencé l'essai L-F3/AC3 en matière de rigidité cyclique puisque ce dernier a eu un taux d'évolution du facteur ΔK_c moins élevé que celui de L-F3/AC1 tout en ayant une charge maximale cyclique plus élevée de Q_{max}=260 kN par rapport à 160 kN de L-F3/AC1.

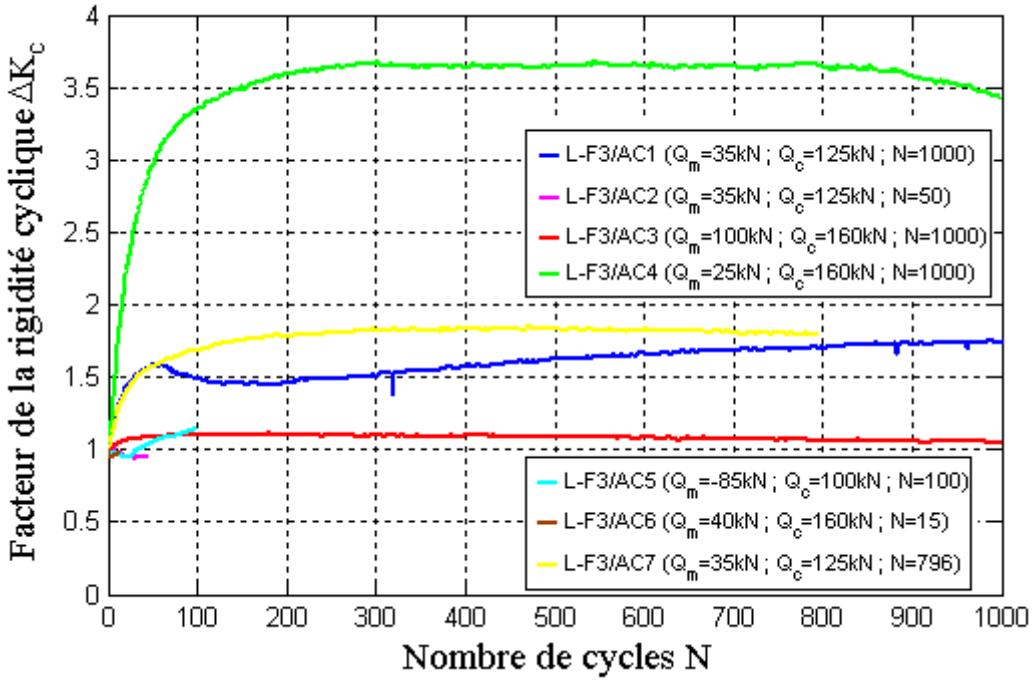


Figure IV-36 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu F3.

Par ailleurs, les deux séquences L-F3/AC5 et L-F3/AC6, qui ont provoqué une augmentation brutale de Z_{max}, n'ont pas modifié la rigidité du pieu d'une manière significative. Cet aspect permet de montrer que l'enchaînement d'un essai cyclique alterné non symétrique dans un sens et ensuite dans l'autre sens influence la rigidité cyclique du pieu notamment sur les premiers où le pieu peut être considérée instable.

IV.2.4.1.5 La capacité post-cyclique

L'essai statique rapide en traction L-F3/TR1 permet de quantifier l'influence de la succession des chargements cycliques alternés non symétrique-compression (L-F3/AC1, L-F3/AC2 et L-F3/AC3) sur la capacité du pieu F3 en traction.

La Figure IV-37 montre une comparaison entre l'essai statique N-F en traction effectué sur le pieu F1 (L-F1/TS1) et l'essai rapide effectué sur le pieu F3 (L-F3/TR1).

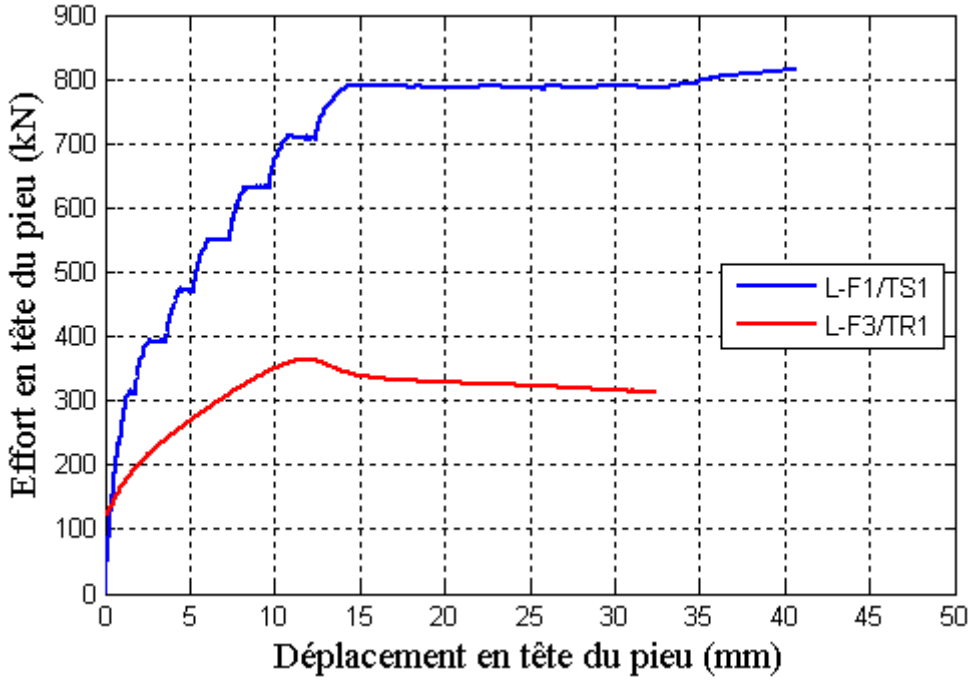


Figure IV-37 : Comparaison entre l'essai statique N-F en traction effectué sur le pieu F1 (L-F1/TS1) et l'essai rapide effectué sur le pieu F3 (L-F3/TR1).

Si on admet que les deux pieux avaient la même capacité initiale de 820 kN, on peut dire que les essais cycliques ont fait chuter la capacité post-cyclique à 365 kN. Cette diminution ne peut être liée qu'à l'application des séquences cycliques puisque celles-ci ont été exécutées sur le pieu F3 vierge.

Cette très forte dégradation (55% de la capacité statique initiale) est à mettre en relation avec le taux de chargement cyclique relativement modeste (Q_{max}/Q_{ut} = 0,32) et souligne la forte sensibilité du pieu foré aux chargements cycliques alternés.

On observer en outre que la rigidité du pieu F3 sous l'essai L-F3/TR3 est plus faible que celle du pieu F1 pendant l'essai L-F3/TR3.

IV.2.4.2 Le diagramme de stabilité des pieux forés sous chargements cycliques alternés

Pour pouvoir tracer le diagramme de stabilité de l'ensemble des essais cycliques alternés effectués sur les pieux forés, il faudrait normaliser toutes les séquences (charge moyenne Q_m et amplitude cyclique Q_c) par la charge limite du pieu. Cependant, le pieu n'a pas la même capacité en traction et en compression.

La connaissance de la charge limite en traction Q_{ut} du pieu foré qui a les mêmes caractéristiques que celui testé en alterné, on a été retenue pour normaliser toutes les combinaisons cycliques par cette charge limite.

Le diagramme et est présentée, sur la Figure IV-38, sous forme du diagramme de stabilité des pieux.

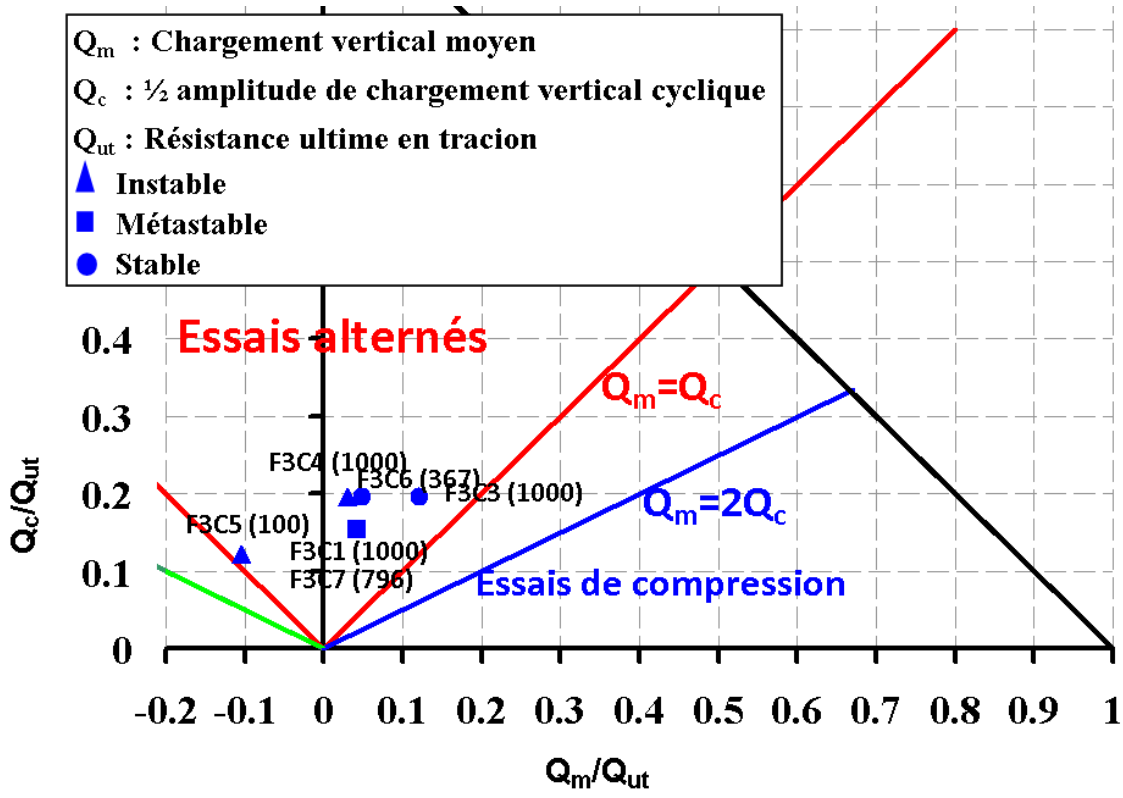


Figure IV-38 : Diagramme de stabilité cyclique des pieux forés en alternés à Loon-Plage

On peut voir que les séquences qui ont provoqué la rupture du pieu sous chargements cycliques alternés sont situées très bas dans le diagramme, ce qui montre

l'instabilité des pieux forés sous ce type de sollicitations même à un faible niveau de chargement ($Q_{max} < 0,3\ Q_{ut}$).

Il est important de mentionner que ces résultats sont influencés par l'historique des chargements et donc il faut les considérer avec beaucoup de précaution.

IV.2.5 Les pieux battus sous chargement en traction

IV.2.5.1 Analyse du comportement global des pieux

IV.2.5.1.1 Historique de chargements

Le comportement des pieux battus sous chargements cycliques en traction a été étudié à travers le programme des tests effectués sur le pieu expérimental B2 qui est présenté dans le Tableau IV-7.

Tableau IV-7 : Programme d'essais de chargements en traction sur le pieux battu B2

Pieu	Essai	Effort	Type	f (Hz)	Q_m (kN)	Q_c (kN)	N cycles
B2	L-B2/TC1	Traction	Cyclique	0,5	500	380	20
	L-B2/TC2		Cyclique	0,5	500	300	750
	L-B2/TC3		Cyclique	0,5	500	380	500
	L-B2/TC4		Cyclique	0,5	500	450	1105
	L-B2/TS1		Statique rapide				

L'incertitude sur la capacité statique du pieu battu en traction est grande dans la mesure où:

- on n'a pas pu effectuer un essai statique de référence (de type N-F ou de type R) sur le pieu B1;

- les essais dynamiques effectués sur le pieu B1 donnent des valeurs dispersées.

On a choisi dans un premier temps de présenter les efforts appliqués durant les séquences cycliques sous forme de valeurs absolues.

L'observation des courbes efforts-déplacements en tête obtenues lors des différents essais effectués sur le pieu B2 (Figure IV-39), permet de constater que celui-ci n'a pas été amené à la rupture franche. En effet, le pieu a eu un comportement

similaire durant toutes les séquences cycliques caractérisé par un déplacement en tête qui s'accumule en fonction des cycles.

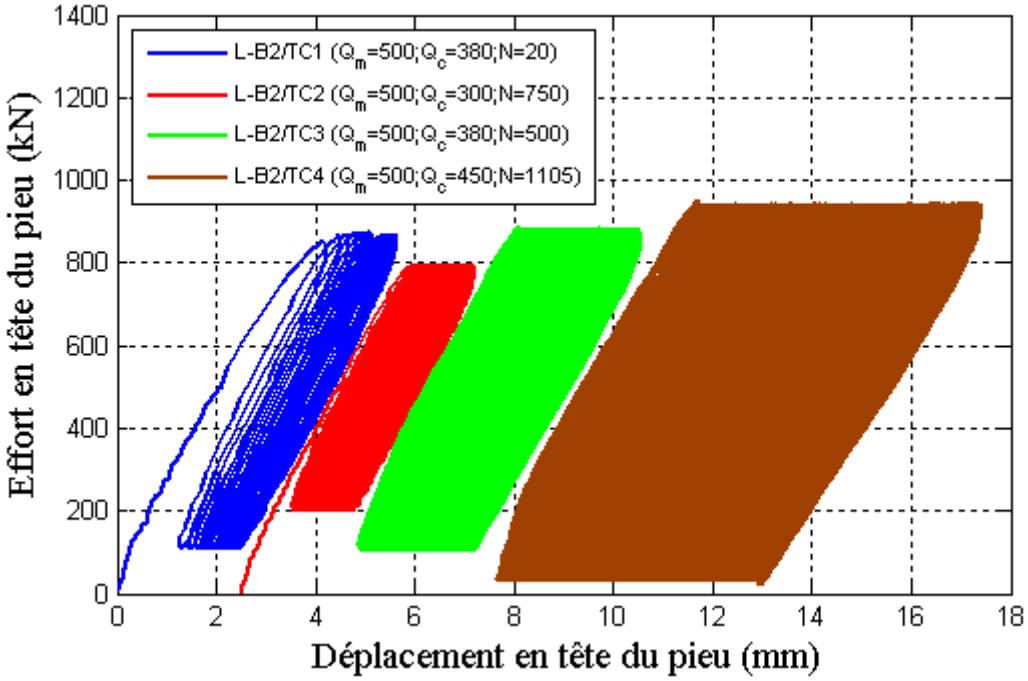


Figure IV-39 : Historique de chargements en traction sur le pieu battu B2

IV.2.5.1.2 Évolution du déplacement en tête

Le facteur d'évolution du déplacement ΔZ_{max} est défini par la relation IV-5 :

$$\Delta Z_{max} = \frac{Z_{max,N}}{Z_{max,1}} \qquad \text{(IV-5)}$$

où : $Z_{max,N}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du cycle N ;

$Z_{max,1}$: déplacement maximal en tête du pieu au cours du premier cycle.

Le facteur d'évolution du déplacement ΔZ_{max} du pieu B2 sous les différentes combinaisons cycliques en traction (Figure IV-40) augmente en fonction du nombre de cycles.

Le premier essai L-B2/TC1 a produit le taux d'accroissement le plus élevé durant les 20 cycles appliqués. Le pieu était alors dans un état vierge de tout chargement. L'essai a dû être arrêté parce que les soudures des plaques de reprise d'efforts ont été cisaillées

Après un temps considérable (1,5 jours) lié au soudage des renforts pour rigidifier les nouvelles plaques, on a choisi de repartir avec une séquence plus faible en effort (TC2), ce qui a donné un taux d'évolution de ΔZ_{max} inférieur au premier. L'augmentation de l'effort maximal cyclique lors des séquences TC3 et TC4 a été accompagné d'un accroissement du taux.

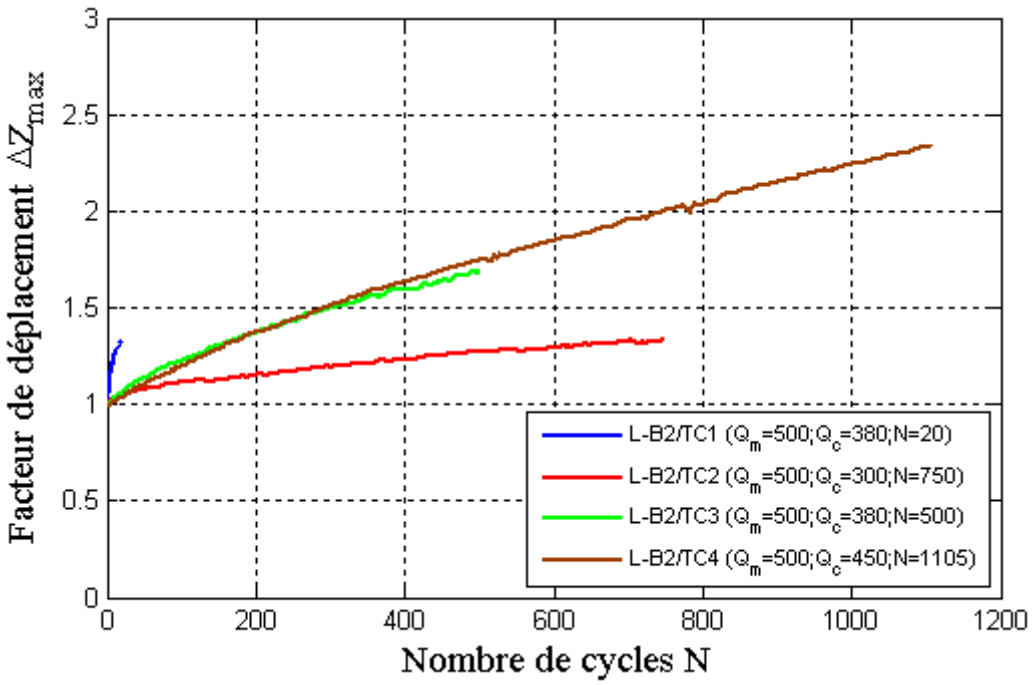


Figure IV-40 : Facteur d'évolution du déplacement en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu B2.

IV.2.5.1.3 Évolution de la rigidité cyclique du pieu

Le facteur d'évolution de la rigidité cyclique ΔK_c, pour tous les essais effectués sur le pieu B2 en fonction du nombre de cycles, est présenté sur la Figure IV-41.

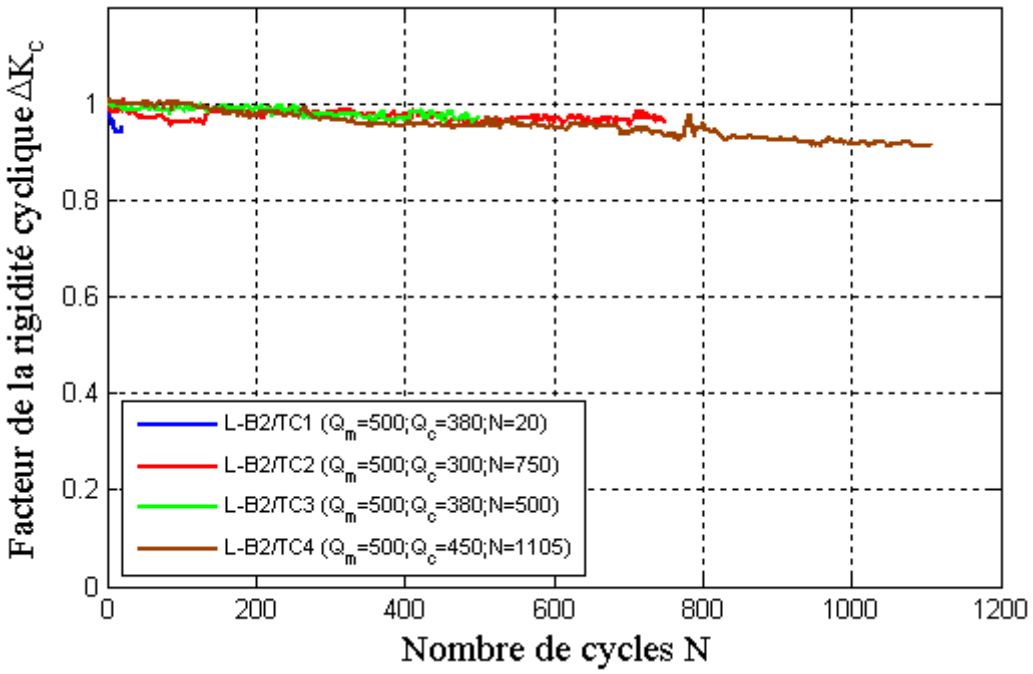


Figure IV-41 : Facteur d'évolution de la rigidité cyclique en fonction du nombre de cycle des différentes combinaisons cycliques effectuées sur le pieu B2.

On observe une diminution légère mais régulière de la rigidité en fonction du nombre de cycles pour toutes les séquences (hormis le cas particulier de TC1)

IV.2.5.1.1 La capacité post-cyclique

Après avoir atteint la charge maximale cyclique qu'il était possible d'appliquer avec le vérin cyclique, on a choisi d'effectuer un chargement rapide de 3 min jusqu'à la moitié de la charge moyenne estimée à partir des essais et ensuite faire des paliers de 30 min ou d'une heure.

La Figure IV-42 montre la courbe de l'effort appliqué en tête en fonction du déplacement en tête durant l'essai L-B2/TS1.

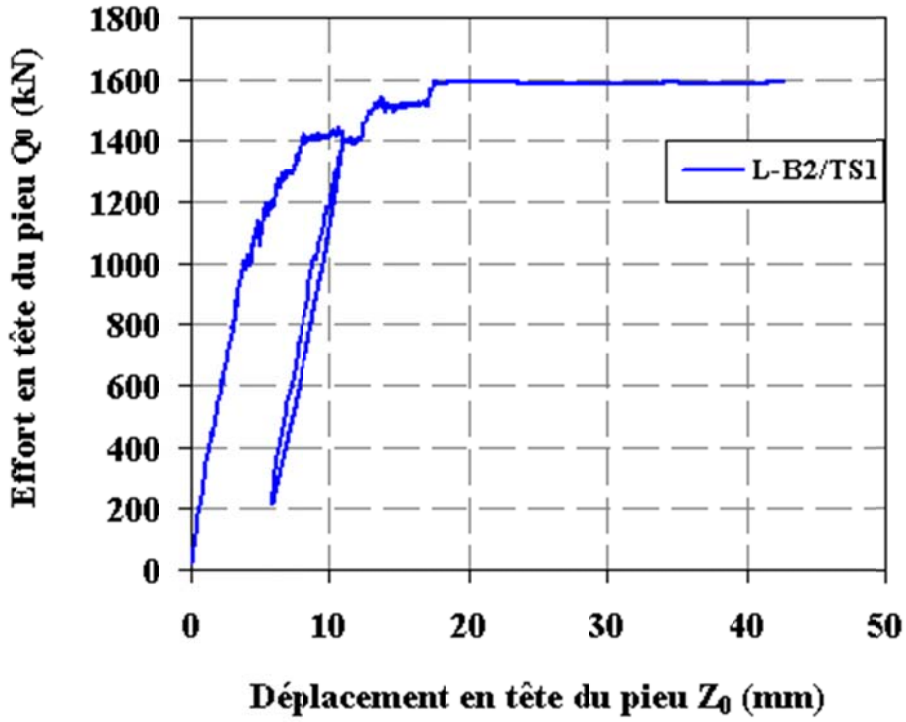


Figure IV-42 : Courbe effort-déplacement de l'essai de chargement statique en traction L-B2/TS1

On note, sur cette figure, que le pieu a développé une capacité en traction de Q_{ut}=1600 kN.

Les essais dynamiques réalisés par l'UCL indiquent une capacité ultime en compression comprise de 2,6 ou 3,6 MN avec une résistance en frottement latéral de respectivement 2010 kN et 3350 kN.

En adoptant une résistance ultime en traction de Q_{ut}= 2680 kN, la dégradation cyclique due aux essais L-B2/TC1 (Q_{max} =0,33 Q_{ut} ; N=20 cycles), L-B2/TC2 (Q_{max} =0,30 Q_{ut} ; N=750 cycles), L-B2/TC3 (Q_{max} =0,33 Q_{ut}; N=500 cycles) et L-B2/TC4 (Q_{max} =0,35 Q_{ut} ; N=1105 cycles) serait de l'ordre de 38%.

Certes, aucune séquence n'a provoqué la rupture (Z_c =11,5 mm) mais la succession de toutes les séquences a atteint ce déplacement critique Z_c. Ce qui laisse penser que cette dégradation de la capacité post-cyclique du pieu est due à l'effet des chargements cycliques.

Cependant, en se basant sur les résultats des essais cycliques effectués à Dunkerque par (Jardine et Standing, 2000), un chargement cyclique maximal appliqué

pendant 2500 cycles ne peut pas avoir provoqué 40% de dégradation de la capacité initiale du pieu.

A ce stade, l'interprétation complète de ces résultats ne peut être effectuée parce qu'elle doit tenir compte des résultats d'autres essais cycliques sur pieux modèles qui seront réalisés dans le cadre du projet SOLCYP.

IV.2.6 Conclusions partielles

Les essais de chargements cycliques sur les différents types de pieux installés dans le sable de Loon-Plage nous ont permis de :

- Constater que sous chargement statique la rupture des pieux forés est ductile et la mobilisation du frottement nécessite des déplacements globaux et locaux importants entre 3 et 5% du diamètre du pieu.
- Montrer l'ampleur de l'influence de l'historique de chargement sur la réponse d'un pieu sous chargements statiques et cycliques :
    - En traction, la succession de chargements entraine une chute de la capacité du pieu jusqu'à 36% de la capacité initiale.
    - En compression, l'historique de chargement génère des déplacements importants par perte de frottement avant une éventuelle amélioration de la capacité en pointe.
- Mettre en évidence l'instabilité générale des pieux forés sous chargements cycliques pour des valeurs de Q_{max} / Q_u aussi faibles que 30% :
    - En traction, les pieux se déplacent jusqu'à la rupture par perte de frottement. Seul l'essai effectué sur un pieu vierge qui se positionne convenablement dans le diagramme des pieux battus de Dunkerque (Jardine et Standing, 2012). Tous les essais qui sont effectués après rupture du pieu ont montré une instabilité générale dans un ordre totalement anarchique vis-à-vis de la sévérité du chargement cyclique.
    - En compression, la perte du frottement provoque des déplacements importants jusqu'à ce que la mobilisation

progressive de la pointe conduise vers une stabilisation. Cette mobilisation peut avoir lieu à un déplacement en tête du pieu au-delà de l'acceptable du point de vue superstructure.

- En alterné, on note une quasi disparition de la zone stable quand on passe en alterné et une limite stable/métastable très basse vers 0,15-0,2 Q_{max}/Q_u.

- Étudier l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe. La dégradation du frottement latéral en fonction des cycles a été traduite par un transfert progressif des charges de la partie haute vers la partie basse du pieu et donc :
  - dans le cas de la compression : une augmentation de la résistance de pointe.
  - dans le cas de la traction : une augmentation du déplacement en tête.
- Noter une dégradation de 40% de la capacité du pieux battus en traction mais cette valeur doit être prise avec beaucoup de précaution compte tenu des difficultés expérimentales rencontrées.

Conclusions et Perspectives

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche essentiellement expérimental sur le comportement de différents types de pieux sous chargements cycliques axiaux. Les deux sites expérimentaux choisis couvrent la gamme de sol les plus couramment rencontrés : l'argile (le site de Merville) et le sable (site de Loon-Plage).

A travers l'étude bibliographique (chapitre I), nous avons assemblé un recueil de données expérimentales d'essais de pieux sous chargement axial cyclique. Ces essais ont démontré l'interaction combinée du niveau de chargement, du nombre de cycles, la vitesse de chargement et de l'historique de chargements. Chacun de ces facteurs influence le comportement du pieu d'une façon complexe et leurs effets combinés peuvent être difficiles à expliquer.

Les observations des essais axiaux cycliques de pieu dans l'argile sont récapitulatif ci-dessous :

- la gamme des grandeurs cycliques appliquée était concentrée principalement sur des chargements répétés avec un niveau au-dessus de 60% de Q_u.
- un gain de capacité de 5 à 20% lié à l'effet de vitesse de chargements.
- la dégradation semble être extrêmement rapide et dramatique dans le cas d'un chargement alterné.
- la capacité post-cyclique peut être réduite jusqu'à 31% de la capacité portante initiale du pieu.

En ce qui concerne les pieux installés dans le sable, la dégradation du frottement latéral et l'accumulation de déplacements en tête ainsi que la dégradation de la capacité portante sont les trois effets majeurs constatés sur leur comportement sous les cycles.

La littérature existante a fourni quelques réponses sur le comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux mais beaucoup d'incertitudes restaient sur :

• la réponse des pieux dans des conditions de charge en service typiques à 33-50% (correspondant aux facteurs de sécurité de 2 ou 3).

• la détermination d'un seuil critique (SC = % de la capacité statique) au-dessus duquel le chargement cyclique peut dégrader la capacité portante du pieu.

• l'influence du nombre de cycle élevé (>1000 cycles).

• la séparation entre l'effet de la vitesse de chargement et les influences cycliques.

• l'influence du type de sol et du type de pieu

• la quantification de la dégradation en fonction de la profondeur ainsi que l'évolution de la résistance de pointe.

Après avoir décrit, au Chapitre II, les caractéristiques des deux sites expérimentaux, les pieux instrumentés et les dispositifs expérimentaux ainsi que les procédures d'essais, on a effectué une analyse globale et locale du comportement des pieux sous chargement statiques et cycliques qui comportaient des essais en compression, en traction et alternés avec des séries de cycles à forte amplitude conduisant à la rupture cyclique et des séries d'amplitude modérée à très grands nombres de cycles (N>1 000 cycles).

Dans le troisième chapitre, l'analyse a été consacrée au comportement de trois types de pieux (battus, forés et vissés) installés dans l'argile des Flandres sous chargements statiques et cycliques axiaux.

Sous chargements statiques, pour des dimensions semblables, le pieu battu fermé a développé une capacité portante nettement supérieure à celle du pieu foré. Quant au pieu vissé, il a atteint une capacité intermédiaire entre les deux. De plus, la phase de fluage est très grande dans le cas des pieux forés et diminue en fonction du refoulement jusqu'à négligeable pour les pieux battus. Quant à l'effet de vitesse, il a produit une augmentation de la rigidité et de la capacité d'environ 10%.

En ce qui concerne le comportement des trois types de pieux sous chargements cycliques, on a constaté qu'il est gouverné par la charge maximale Q_{max}. En effet,

lorsque celles-ci (Q_{max}) n'atteint pas 90% de la capacité ultime du pieu Q_u (en traction et en compression), les trois types de pieux se situent dans la zone stable et par conséquent, ils le sont aussi dans le cas d'un coefficient de sécurité de F= 2 et 3. Toutefois, il est recommandé de ne pas extrapoler les résultats dans le domaine des essais alternés. Les données disponibles indiquent en effet une réduction du seuil critique dans le domaine alterné.

De plus, on a montré que l'effet de la fréquence en zone stable n'est pas significatif mais l'est en zone instable ou en limite de stabilité.

Par ailleurs, l'étude du comportement local du pieu a montré que, durant les séquences provoquant la rupture du pieu, la dégradation du frottement latéral en fonction des cycles n'est pas significative et qu'il y a une modification de la reprise des efforts, au niveau de chaque couche, se traduisant par un transfert progressif des charges de la partie haute vers la partie basse du pieu et donc une augmentation de la résistance de pointe.

Dans le sable, la réponse de deux types de pieux (forés et battus) sous chargements statiques et cycliques a été analysée dans le chapitre IV.

Sous chargement statique la rupture est ductile et la mobilisation du frottement nécessite des déplacements globaux et locaux importants entre 3 et 5% du diamètre du pieu.

Le comportement cyclique des pieux est très fortement dépendant de l'histoire des chargements. D'une manière générale, les pieux forés apparaissent très sensibles aux chargements répétés. En traction, la succession de chargements entraine une chute de la capacité du pieu jusqu'à 36% de la capacité initiale tandis qu'en compression, des déplacements importants peuvent être générés par perte de frottement avant de pouvoir éventuellement bénéficier d'une amélioration de la capacité en pointe.

Ces essais nous ont permis de mettre en évidence l'instabilité générale des pieux forés sous chargements cycliques répétés pour des valeurs de Q_{max} / Q_u aussi faibles que 30%.

Quant aux essais alternés, on note une quasi disparition de la zone stable quand on passe en alterné et une limite stable/métastable très basse vers 0,15-0,2 Q_{max}/Q_u.

- En outre, l'étude de l'évolution du frottement latéral et la résistance en pointe, nous a permis de montrer que la dégradation du frottement latéral en fonction des cycles a été traduite par un transfert progressif des charges de la partie haute vers la partie basse du pieu et donc :
    - dans le cas de la compression : une augmentation de la résistance de pointe.
    - dans le cas de la traction : une augmentation du déplacement en tête.

Le comportement des pieux battus sous chargements cycliques a été étudié avec beaucoup de précaution compte tenu des difficultés expérimentales rencontrées. On a noté une dégradation de 40% de la capacité des pieux battus en traction après un total de 2 375 cycles d'une série de chargements cycliques dont le maximal a atteint Q_{max} =0,37 Q_{ut}. Cependant, comme montré dans l'étude bibliographique, le comportement des pieux battus sous chargements cycliques dans de la sable de Dunkerque a été étudié par (Jardine et Standing., 2000 et Jardine et Standing., 2012).

Enfin, pour bien cerner la problématique des pieux sous chargements cycliques axiaux, on estime qu'il est judicieux, d'une part, de synthétiser les résultats avec autres bases de données tels que les essais de laboratoire et les essais sur pieux modèles (chambre d'étalonnage et centrifugeuse). D'autre part, on pense que l'analyse expérimentale doit s'accompagner d'un aspect de modélisation, et en particulier d'un travail sur la combinaison du transfert de l'effort vers les couches plus profondes, sur la dégradation du frottement latéral et sur des lois d'évolution pour le déplacement en tête et la résistance de pointe. Une première approche sera la validation des modèles existants (RATZ, SCARP, PAX2, etc.) avec les différents résultats de la synthèse des essais de chargements cycliques de pieux réels et modèles.

Références bibliographiques

AFNOR. (2012). NF P 94 262. Norme d'application de la Norme Française NF EN 1997-1. Fondations profondes

AL-MHAIDIB, A.I. (1999), "Pile bearing Capacity of a Model Pile in sand Under Different Loading Rates." Proc. Ninth International Offshore and Polar Engineering Conference Brest, France, May 30 – June 4, 1999.

ANDERSEN, K.H. (2009), "Bearing capacity under cyclic loading - offshore along the coast, and on land." The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. Canadian Geotechnical Journal, 45, No. 2, 513-535.

AUDIBERT, J.M.E. & DOVER, A. R. (1982), Discussion of "Pile Load Tests: Cyclic Loads and Varying Load Rates," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 108, 501-505.

API (1975), Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms, API RP 2GEO, 6th edition. American Petroleum Institute, Washington"

API (1993), RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. Washington, DC: American Petroleum Institute."

API RP 2GEO (2011), Geotechnical and Foundation Design Considerations. American Petroleum Institute, 120 pages.

ASTM E 1049-85 (1999), Standard practices for cycle counting in fatigue analysis, In: Annual Book of ASTM Standards, Vol. 03.01, Philadelphia, 710-718.

BEA, R.G., AUDIBERT, J .M.E., & DOVER, A.R. (1980), "Dynamic Response of Laterally and Axially Loaded Piles." Proc. 12th OTC Conf., Houston, Paper OTC 3749, pp.129-139.

BEGEMANN, H.K.S. (1973), "Alternating Loading and Pulling Tests on Steel I-Beam Pile", Proc. 8th. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., MOSCOW, V0l. 2, pp. 13-17."

BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2010), "Modélisation physique et numérique du comportement des pieux sous chargement cyclique axial", Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010.

BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2011), "Étude expérimentale et numérique du comportement de deux pieux isolés sous chargement cyclique axial", XV Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique Athènes, Sept.2011.

BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2012), "Cyclic axial load tests on driven piles in overconsolidated clay", 7th International Conference on Offshore Site Investigation and Geotechnics, London.

BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2013), " Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile surconsolidée des Flandres" 18éme Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique qui se tiendra à Paris en Septembre 2013.

BJERRUM, L. (1973), "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils." State of the Art Rep., 8 th Int . Conf. S.M. & F . E . , Moscow, Vo1.3,

BOGARD, J. D. & MATLOCK, H. (1990), In-situ pile segment model experiments at Harvey, Louisiana. 22nd annual offshore technology conference. Houston."

BOGARD, J. D. & MATLOCK, H. (1990a), In-Situ Pile Segment Model Experiments at Empire, Louisiana. 22nd Annual Offshore Technology Conference. Houston."

BOGARD, J. D. & MATLOCK, H. (1990b), Application of Model Pile Tests to Axial Pile Design. 22nd Annual Offshore Technology Conference. Houston, Texas"

BOGARD, J. D. & MATLOCK, H. (1991), In-Situ Model Pile Experiments at West Delta 58A. 23rd Annual Offshore Technology Conference. Houston, OTC."

BOND, A.J. & JARDINE R.J. (1991), Effects of installing displacement piles in a high OCR clay. Géotechnique, 41(3), 341-363.

BOND, A.J. (1989), Behaviour of displacement piles in overconsolidated clays. PhD Thesis, Imperial College London"

BOREL,S. (2000), Thème 21 : Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Caractéristiques géotechniques du site de Merville (Nord), Rapport 1 21 04 9, mai 2000, LCPC Paris.

BRIAUD, J.L. & GARLAND, E. (1985), " Loading Rate Method for Pile Response in day," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE Vol. 111. pp. 319-335.

BRIAUD, J. L., TUCKER, L. M., & NG, E. (1989), "Axially loaded five pile group and single pile in sand." Proc., 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol 2, 1121–1124.

BROMS, B. B. (1972), Bearing capacity of cyclically loaded piles. Report No. 44, Swedish Geotechnical lnstitute."

BURLAND, J. P. (1973), Shaft friction of piles in clay—a simple fundamental approach. Ground Eng 6:30–42"

BURLAND, J. P. (1993), Closing address. In: Proceedings of recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. Institute of Civil Engineers, London, pp. 590–595"

BURLAND, J. B., BROMS, B. B. & DE MELLO, V. F. B. (1977), Behaviour of foundations and structures. In: Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 495–546.

CANEPA, Y., DECONNICK, J. & BOREL, S. (2002), "Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation à partir d'essais en place". Conférence PARAM2002, Paramètres de calcul géotechnique. Magnan (Ed.), 2002, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris

CASAGRANDE, A. & SHANNON, W.L. (1948), "Strength of Soils under Dynamic Loads". Proceedings, American Society of Civil Engineers, Vol. 74, No. 4, pp. 591-632.

CHAN, S. & HANNA, T.H.. (1980), "Repeated Loading On Single Piles In Sand, Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers", Vol. 106, N°. GT2.

CHAN, S.F. (1975), "An Experimental Study of the Behaviour of End Bearing Cast In-situ Piles", Proc. 4th South East Asiad Conf. Soil Engineering, Vol. 1, pp. 425-432."

CHIN, J. T. & POULOS, H. G. (1992), "Cyclic axial loading analyses: a comparative study". Computers and Geotechnics, vol.13, pp.137-158.

CHOW, F. C. (1995), "Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand." Ground Engrg., 28(6), 36–40.

CHOW, F. C. (1997), "Investigations in the behaviour of displacement piles for offshore foundations". PhD thesis, Imperial College, London."

CHOW, F. C., JARDINE, R. J., BRUCY, F. & NAUROY, J. F. (1997), "Time related increases in the shaft capacities of driven piles in sand". Geotechnique 47, No. 2, 353–361.

CHOW, Y. K. (1989), "Axially loaded piles and pile groups embedded in a cross-anisotropic soil." Geotechnique, 39 (2), 203–211.

COX, W. R., CAMERON, K. & CLARKE, J. (1993), "Static and Cyclic axial load tests on two 762mm diameter pipe piles in clay". Large-scale pile tests in clay. London, Thomas Telford.}

COYLE, H. M., & REESE, L. C. (1966), "Load Transfer for MA. Axially Loaded Piles in Clay," Proceedings, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol 92, Goble, Rausche, Likins and Associates, Inc. 1988 No.SM2, pp. 1-26."

DAYAL, U. & ALLEN, J.H. (1975), " The Effect of Penetration Rate on the Strength of Remolded Clay and sand Samples", Canada Geotechnique Journal, Volume 12,336, p. 336-348

DIJKSTRA, J. (2004), " Influence of loading rate on pile capacity in sand, Master of Science Thesis, Delft University of Technology, Delft.

DIYALJEE, V. A. & RAYMOND, G. P. (1982), Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, GT 10, 1215-1229.

DOYLE, E. H. & PELLETIER, J. H. (1985), "Behaviour of a large scale pile test in silty clay". Proc. 11th ICSMFE. San Francisco.

EHLERS, C.J. & ULRICH JR, E.J. (1977), "Design Criteria for Grouted Piles in Sand", Proc. 9th Ann OTC, Houston, Paper OTC 2941.

FLAATE, K. & SELNES, P. (1977), Side friction of piles in clay. In: Proceedings of 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, pp. 517–522"

FRANK, R. & ZHAO, S.R. (1982), Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 119, pp. 17-24.

GALLAGHER, K.A. & ST. JOHN, H.D. (1980), "Field Scale Model Studies of Piles as Anchorages f o r Buoyant Platforms." Eur. Off. Pet. Conf. and Exhibition, London, England. "

GARAS, F.K. & MCANOY, R.P.L(1980), "Offshore Piled Foundations with Particular Reference to Behaviour Under Cyclic Tension", Int. Symp. on Marine Soil Mechanics, Mexico."

HEINS, W.P., & BARENDS, F.B.J. (1979), "Pile Test Program in an Overconsolidated Sand", Proc. 7th European Conf. S.M.F.E. Brighton. U.K., Vol. 3, pp. 75-78.

HOLEYMAN A. (2006),"Pile Monitoring, Testing, and Data Processing: New Developments and Remaining Issues", p. 86-100

HORVATH, R. G. (1995), " Influence of Loading Rate on the Capacity of a Model Pile in Clay, " Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, pp. 364-368.

HUY, N.Q., DIJKSTRA, J., VAN TOL, A.F., & HÖLSCHER, P. (2005), Influence of loading rate on the bearing capacity of piles in sand, in proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Eng., Osaka, Sept. 2005, Rotterdam, Millpress, Vol.4, pp. 2125–2128.

IDRISS, I. M., DOBRY, R. AND SINGH R. D. (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading"; Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, GT12: 1427-1447.

JAIME, A., ROMO, M.P., RESENDIZ, D. (1990), Behaviour of friction piles in Mexico City clay. J Geotech Geoenviron Eng116:915–931"

JARDINE, R. J. (1991), The cyclic behaviour of large piles with special reference to offshore structures. The Cyclic Loading Of Soils. Glasgow, Blackie & Son."

JARDINE, R., CHOW, F., OVERY, R., STANDING, J. (2005), ICP design methods for driven piles in sands and clays. Imperial College London, London"

JARDINE, R.J., CHOW, F.C. (1996), New design methods for offshore piles. MTD Publication. Marine Technology Department, London"

JARDINE, R.J., STANDING, J.R., CHOW, F.C., (2006), Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand, GEOTECHNIQUE, Vol: 56, Pages: 227-244,

JARDINE, R.J., STANDING, J.R.: OTO (2000) ,007 - Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic Loading Study at Dunkirk, France; Volume 2"

JARDINE, R.J., STANDING, J.R.: OTO (2000), 008 - Pile Load Testing Performed for HSE Cyclic Loading Study at Dunkirk, France; Volume 1".

JARDINE, R.J., STANDING, J.R. (2012), Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand. Soils and Foundations 52(4), August 2012, 723–736.

JOSSEAUME, H. (1998), Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. Revue Française de Géotechnique, n°84, 3ème trim. 1998, 3-26."

KARLSRUD, K., HANSEN, S.B., DYVIK, R. & KALSNES, B. (1992a), NGI's pile tests at Tilbrook and Pentre - Review of testing procedures and results. Proceedings of the Conference on Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. London 1992. pp. 405-429

KARLSRUD, K., KALSNES, B., & NOWACKI, F. (1992b), Response of piles in soft clay and silt deposits to static and cyclic axial loading based on recent instrumented pile load tests. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour. London 1992. Proc., pp. 549-583.

KARLSRUD, K., HAUGEN, T. (1985a), Axial Static Capacity of Steel Models Piles in Overconsolidated Clay, Proc.11th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., San Francisco.

KARLSRUD, K. & HAUGEN, T. (1985b), Behaviour of Piles in clay under cyclic axial loading-results of field model tests. Proc. Behaviour of Offshore Structures, BOSS'85, pp. 589-600.

KARLSRUD, K., CLAUSEN, C. J. F., & AAS, P. M. (2005), "Bearing capacity of driven piles in clay, the NGI approach." Frontiers in offshore geotechnics: ISFOG, S. Gourvenec and M. Cassidy, eds., Taylor and Francis Group, Perth, Australia, 775–782."

KRAFT, L. M., RAY, R. P., & KAGAWA, T. (1981), "Theortical T-Z Curves," Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, New York, NY, Vol 107, pp. 1543-1561.

KRAFT, L.M., COX, W .R. & VERNER, E .A. (1981), "Pile Load Tests: Cyclic Loads and Varying Load Rates." Jnl . Geot. Eng. Divn, ASCE, Vo1.107, No.GT1, pp.1-19.

KUWANO, R. (1999), "The stiffness and yielding anisotropy of sand." PhD thesis, University of London (Imperial College).

LEE, K.L., SEED, H.B., & DUNLOP, P. (1969), "Effect of transient loading on the strength of sand," Proc. of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1"

LEHANE, B.M., JARDINE, R.J. ,& MCCABE, B.A. (2003), Experimental investigation of pile groups subjected to cyclic tension loading UK Health and Safety Executive, Research Report 101, 44 pp.

LEHANE, B.M. (1992), Experimental Investigations of pile behaviour using instrumented field piles. PhD Thesis, Imperial College London"

LEHANE, B.M. & JARDINE, R. J. (1994), Displacement–pile behaviour in a soft marine clay. Can. Geotech. J. 31, No. 2, 181–191."

LEHANE, B.M., JARDINE, R.J., MCCABE, B.A. (2003), Pile Group Tension Cyclic Loading: Field Test Programme at Kinnegar N. Ireland, , Health and Safety Executive (HSE), Norwich, UK

LU, T.D., FISCHER, J.A. & MILLER, V.G. (1979), "Static and Cyclic Axial Load Tests on a fully Instrumented Pile", &I «Behaviour of Deep Foundations", ASTM STP670, eds. Raymond, Lundgen, pp. 416-434."

MATLOCK, H., & FOO, S. H. C. (1980), Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. Proceedings, Numerical Methods in Offshore Piling, Institute of Civil Engineers, London."

MCANOY, R.P.L., CASHMAN, A.C.E. & PURVIS, D. (1982), Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till", 2nd Int. Conf. Num. Meth. in Offshore Piling, Austin, p.257-291.

MCCABE, B.A. (2002), Experimental investigations of pile group behaviour in soft silt. PhD Thesis, Univ. of Dublin (Trinity College Dublin),"

MESTAT, P. (1997), « Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, Conseils et recommandations », &Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, N°212, novembre-décembre, pp. 39-64.

MEYERHOF, G.G.(1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations. J Geotech Eng Div 102:195–228"

MINDLIN, R. D. (1936), Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. Physics7, May,195-202.

NOWACKI, F., KARLSRUD, K. & SPARREVIK, P. (1992), Comparison of recent tests on OC clay and implications for design. Proceedings of the Conference on Recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. London 1992. pp. 511-537.

MURFF, J. D. (1980), Pile Capacity in a Softening Soil. Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 4, No.2, April-June, 1980, pp. 185-189.

O'Neill, M.W. (1983), "Group Action in Offshore Piles" Proc., Geotechnical. Practice in Offshore Engineering, ASCE, Austin, TX, 25-64.

PECK, R.B. (1958), A study of the comparative behaviour of friction piles. Highway Research Board, Special Report No. 36"

POULOS, H.G., & MF, RANDOLPH. (1983), A Study Of Two Methods For Pile Group Analysis. JnI. Geot. Eng. Divn., ASCE, Vol. 109, No. GT3. 53

POULOS, H.G. (1981), "Cyclic Axial Response of Single Pile.' JnI. Geot. Eng. Divn, ASCE, Vo1.107, No.GT7, pp.41-58.

POULOS, H.G. (1988), Cyclic stability diagram for axially loaded piles. Journal of Geotechnical Engineering Division, Research Report No. R574, Vol. 114, N° 8, pp. 877-895.

POULOS, H.G. (1989), Cyclic axial loading analysis of piles in sand. Journal of geotechnical engineering, Vol. 115, N° 6, pp. 836-852.

POULOS, H.G. & DAVIS, E. H. (1980), « Pile foundation analysis and design », &John Wiley and sons, New York.

PUECH, A. (1982), Basic data for the design of tension piles in silty soils. 3rd International Conference on the Behaviour of Offshore Structures, BOSS'82, M.I.T., Boston.

PUECH, A., & JEZEQUEL, F. (1981), The effects of long-time cyclic loadings on the behavior of a tension pile. 12th Offshore Technology Conference, Houston, OTC paper 3870.

PUECH, A., BOULON, M., & MEIMON, Y. (1982), Tension piles: field data and numerical modeling. 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, The University of Texas, Austin.

PUECH A., BENZARIA O., (2013), " Effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres" 18éme Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique qui se tiendra à Paris en Septembre 2013.

RANDOLPH, M. F .(1994), "Design methods for pile groups and piled rafts". Proc. 13 th. Int. Conf. S.M. & Found. Eng., 5, 1994, pp. 61-82

RANDOLPH, M. F. & MURPHY, B. S. (1985), Shaft capacity of driven piles in clay, Proc. 17th Ann. Offshore Technol. Conf., Houston, 1, 371–378.

RANDOLPH, M. F. & WROTH, C. P. (1978), Analysis of deformation of vertically loaded piles. J. Geotech. Engng. Div., ASCE 104, No. GT12, 1465–1488."

RANDOLPH, M. F. (1983), Design considerations for offshore piles. Proceedings of the conference on geotechnical practice in offshore engineering, Austin, pp. 422–439."

RANDOLPH, M. F. (2002), PIGLET: Analysis and design of pile groups users' manual, Version 4-2, Univ. Western Australia, Perth, Australia.

RANDOLPH, M. F. (2003), "Science and empiricism in pile foundation design. 43rd Rankine Lecture." Geotechnique 5310, 847–876.

RANDOLPH, M. F., CARTER, J. P. & WROTH, C. P. (1979), Driven piles in clay: the effects of installation and subsequent consolidation. Géotechnique 29, No. 4, 361–393."

REIFFSTECK, P. ET TACITA J. L. (2005), Caractérisation des sols Merville Rapport des laboratoires des Ponts et Chaussées, 11JO992, 42 pages.

ROBINSKY, E.I. & MORRISON, C.F. (1964), Sand displacement and compaction around model friction piles. Revue Canadienne de Géotechnique, Vol 1, N° : 2, pp. 81-93.

SEED, H. B. & REESE, L. C. (1955), The action of soft clay along friction piles. Transaction of the American Society of Civil Engineers, 731-754."

SEED, H. B. & REESE, L. C. (1955), The action of soft clay along friction piles. Transaction of the American Society of Civil Engineers, 731- 754."

SEMPLE, R. M. & RIGDEN, W. J. (1984), Shaft capacity of driven piles in clay, Proceedings of the symposium on analysis and design of pile foundations, San Francisco, pp. 59–79."

SHARMAN, F. A (1961), The anticipated and observed resistance of some function piles entirely in clay. 5th international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Paris."

TOMLINSON, M.J .(1957), The adhesion of piles driven in clay soils. In: Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London"

TOMLINSON, M.J. (1994), "Pile Design and Construction Practice," 4th Edition, E & FN Spon, Chapman and Hall, London, 411 p.

VERGOBBI, P. (1982), Rapport interne de l'IFP Vijayvergiya, V.N. (1977), Load-movement characteristics of piles. Proc. PORTS'77, Long Beach California 269-28h.

VVHITAKER, T. & COOKE, R. W. (1961), A new approach to pile testing. 5th lnternational conference on Soil Mechanics and Foundat1on Engineering. Paris."

WHITE, D.J., LEHANE, B.M. (2004),'Friction fatigue on displacement piles in sand', Geotechnique, 54, 10, pp. 645-658.

WHITMAN, R. V. (1957), The behaviour of soils under transient loadings. 4th International conference on soil mechanics and foundation engineering. London, Butterworths Scientific Publications."

WHITMAN, R.V. & HEALY, K.A., (1962), Shear Strength of Sands during Rapid Loading. J. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 88, No. SM2, pp. 99-132.

WICHTMANN, T. (2005), Explicit Accumulation Model for Non-Cohesive Soils under Cyclic Loading. In Th. Triantafyllidis (Ed.), Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.

WOODWARD, R.J., LUNDGREN, R., BOITANO, J.D. (1961), Pile loading tests in stiff clays. In: Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Paris, pp 177–184."

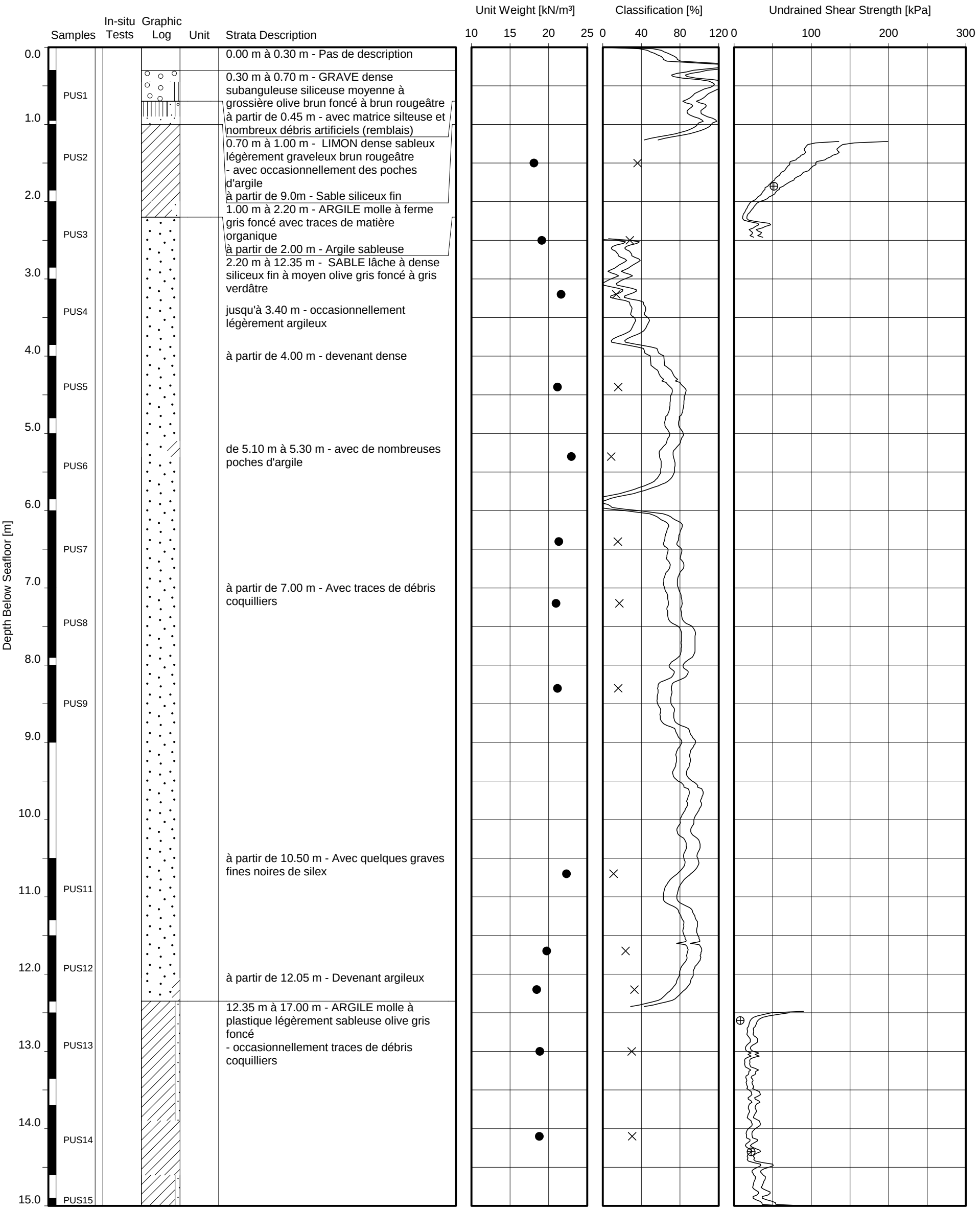
YAMAMURO, J.A. & LADE, P.V. (1993), "Effects of Strain Rate on Instability of Granular Soils". Geotechnical Testing J., Vol.16, No.3, pp. 304-313.

Annexes

Annexe AI-1: Summary of cyclic pile load test literature

Description du site	Longueur Max (m)	Diamètre (mm)	Réference
CLAY			
-	4,6	152	Seed and reese (1955)
Uppsala I-Grey Silty clay	0,3	284	Broms (1972)
Uppsala II-CLAY,soft to very soft	17,6	378	Broms (1972)
Bjorktorp -Clay ,normally consolidated	22,8	285	Broms (1972)
Plancoet Site (silts and loose SANDS, some clay)	13	274	Puech et al. (1981)
Cran (Clay , over consolidated (OCR=2))	17	274	Puech (1982)
Cowden	9,2	457	Gallagher and St John (1980)
Empire LA (firm becoming stiff to very stiff, highly plastic clay)	16,2	356	Kraft et al (1981)
Cowden (Glacial CLAY (boulder clay) , overconsolidated)	9,9	192	McAnoy et al (1982)
Glacial varved clay	15	103	Bergdahl and Huilt (1981)
Haga Clay (a medium plasticity (Ip) clay overconsolidated)	5,2	152	Karlsrud and Haugen (1985)
Onsøy (low OCR plastic clay)	15	812	Karlsrud et al. (1992a, b)
Lierstranda (low OCR low Ip clay-silt)	15	812	Karlsrud et al. (1992a, b)
Pentre (low OCR, low Ip glacio-lacustrine clay-silt)	5,2	152	Nowacki et al. (1992)
Tilbrook (on stiff, high OCR, low Ip Lowestoft till overlying high OCR very stiff high Ip Jurassic Oxford clay)	5,2	152	Nowacki et al. (1992)
Long Beach (very stiff / hard CLAY , slightly overconsolidated)	22	762	Doyle and Pelletier (1985)
Empire (firm becoming stiff to very stiff, highly plastic clay)	4,9	76	Bogard and Matlock (1990a)
Harvey Palstic clay	4,9	76	Bogard and Matlock (1990b)
Mexico Clay	10	339	Jaime et al (1990)
West Delta (soft clay low Ip overlying stiff very stiff high Ip clay)	4,9	76	Bogard and Matlock (1991)
Pentre (low OCR, low Ip glacio-lacustrine clay-silt)	30	782	Cox et al (93)
Tilbrook (on stiff, high OCR, low Ip Lowestoft till overlying high OCR very stiff high Ip Jurassic Oxford clay)	30	782	Cox et al (93)
West Delta (soft clay low Ip overlying stiff very stiff high Ip clay)	67	762	Bogard and Matlock (1998)
Kinnegar soft clay	6	250	McCabe (2002)
SAND			
ROTIERDAM (dense to very dense SAND)	UNKNOWN	300 X 300	Begemann (1973)
Kuala Lumpur (silty SAND / weethered SANDSIONE: CLAY,silt ,sand)	7,8	450	Chan (1975)
UNKNOWN , USA (glacial Clays and sands tip : dense to very dense gravels and silt)	14,5	12x53 HP	Lu et al. (1979)
Hoogzand (dense sand)	13,11	0,356	Heins et Barends (1979) ont
Dunkirk (marine sands)	19,37	457	Jardine et Standing (2000a, b).

Annexe AII-2 : la variation, en fonction de la profondeur, du poids γ volumique, de la teneur en eau w, et de la densité relative déterminée à partir des essais CPT effectués dans le sable dense à Loon-Plage.



Date commenced :
Method : Rotary borehole drilling, sampling and testing
Recovery depth : to 17.6 m below seafloor
Penetration depth : to 17.9 m below seafloor
Groundwater level : 2.0 m
Ground level : 2.5 m
Co-ordinates : 0 m E 0 m N

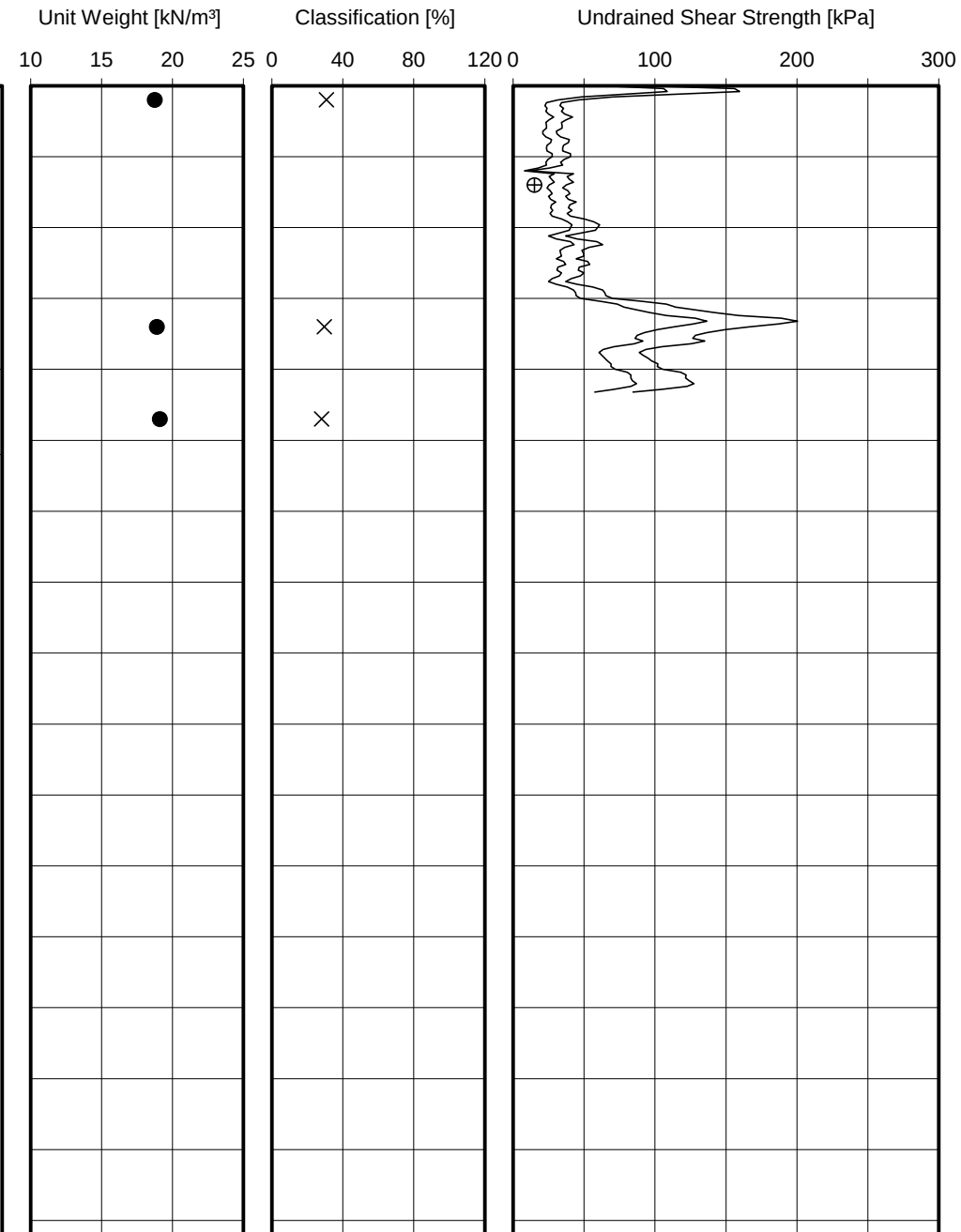
- Unit weight derived from water content
- Unit weight derived from volume mass calculation
- Water content
- Plastic limit
- Liquid limit
- Plasticity index
- Percentage fines
- Carbonate content
- Organic content
- Relative density derived from CPT
- Pocket penetrometer
- Torvane
- Fallcone
- Laboratory vane
- UU-triaxial
- CU-triaxial
- Direct simple shear
- In-situ vane shear test
- Undrained shear strength derived from CPT (Nk=17 and 25)
- Slashed symbol refers to test on remoulded soil

GEOTECHNICAL LOG
LOCATION SC2
Projet Solcyp - Site de Loon-Plage

Fugro Report No. C9004

Plate <APPENDIX>1

Samples	In-situ Tests	Graphic Log	Unit	Strata Description
PUS15				12.35 m à 17.00 m - ARGILE molle à plastique légèrement sableuse olive gris foncé - occasionnellement traces de débris coquilliers
PUS16				
PUS17				17.00 m à 17.60 m - SABLE siliceux fin argileux olive gris foncé à 17.60 m - Fin du sondage



Date commenced :
Method : Rotary borehole drilling, sampling and testing
Recovery depth : to 17.6 m below seafloor
Penetration depth : to 17.9 m below seafloor
Groundwater level : 2.0 m
Ground level : 2.5 m
Co-ordinates : 0 m E 0 m N

- Unit weight derived from water content
- Unit weight derived from volume mass calculation
- Water content
- Plastic limit
- Liquid limit
- Plasticity index
- Percentage fines
- Carbonate content
- Organic content
- Relative density derived from CPT
- Pocket penetrometer
- Torvane
- Fallcone
- Laboratory vane
- UU-triaxial
- CU-triaxial
- Direct simple shear
- In-situ vane shear test
- Undrained shear strength derived from CPT (Nk=17 and 25)
- Slashed symbol refers to test on remoulded soil

GEOTECHNICAL LOG
LOCATION SC2
Projet Solcyp - Site de Loon-Plage

Samples	In-situ Tests	Graphic Log	Unit	Strata Description
				0.00 m à 0.35 m - Pas de description
PUS1				0.35 m à 0.75 m - GRAVE dense fine à moyenne brun rougeâtre subanguleuse siliceuce légèrement sableuse
				à partir de 0.60 m - Sable fin à moyen brun olive siliceux
PUS2				0.75 m à 2.20 m - ARGILE molle à ferme gris foncé à traces de matière organique
				à partir de 2.00 m - Argile sableuse
PUS3				2.20 m to 11.45 m - SABLE lâche à dense fin à moyen olive gris foncé à gris verdâtre siliceux
PUS4				de 3.00 m à 3.90 m - Avec occasionnellement des poches d'argile
PUS5				
				de 4.10 m à 5.55 m - Sable moyen à traces de débris coquilliers
PUS6				à partir de 5.55 m - Sable fin
PUS7				
PUS8				
PUS9				
PUS10				à partir de 9.00 m - Avec quelques graviers fins de silex
PUS11				
PUS12				11.45 m à 13.65 m - SABLE dense fin olive gris foncé siliceux légèrement argileux à argileux - quelques débris coquilliers au bas
PUS13				
PUS14				
PUS15				13.65 m à 16.80 m - ARGILE molle olive gris foncé légèrement sableuse - occasionnellement traces de débris coquilliers

Depth Below Seafloor [m]: 0.0, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0, 10.0, 11.0, 12.0, 13.0, 14.0, 15.0

Unit Weight [kN/m³]: 10, 15, 20, 25

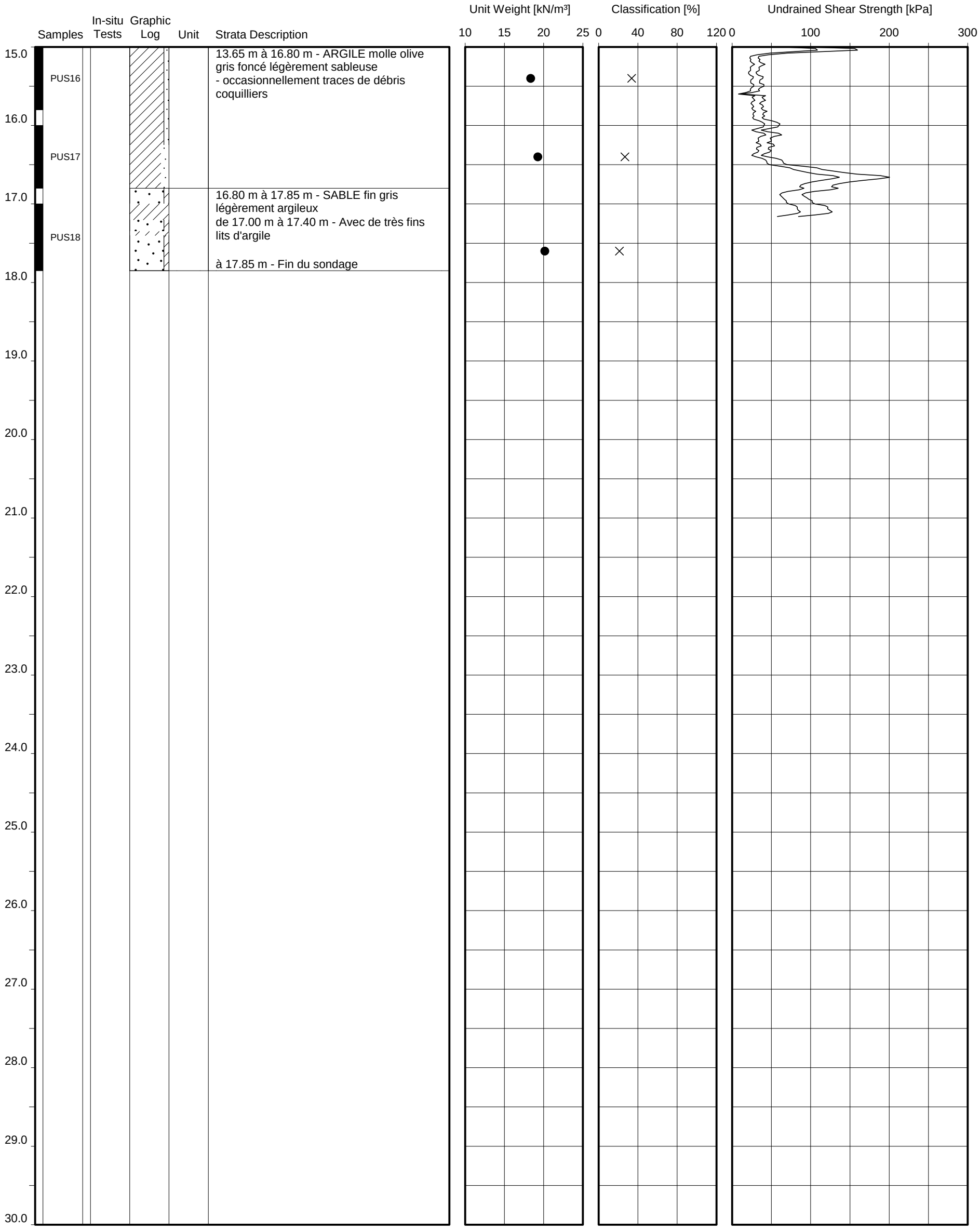
Classification [%]: 0, 40, 80, 120

Undrained Shear Strength [kPa]: 0, 100, 200, 300

Date commenced :
Method : Rotary borehole drilling, sampling and testing
Recovery depth : to 17.9 m below seafloor
Penetration depth : to 17.9 m below seafloor
Groundwater level : 2.0 m
Ground level : 2.5 m
Co-ordinates : 0 m E 0 m N

- Unit weight derived from water content
- Unit weight derived from volume mass calculation
- Water content
- Plastic limit
- Liquid limit
- Plasticity index
- Percentage fines
- Carbonate content
- Organic content
- Relative density derived from CPT
- Pocket penetrometer
- Torvane
- Fallcone
- Laboratory vane
- UU-triaxial
- CU-triaxial
- Direct simple shear
- In-situ vane shear test
- Undrained shear strength derived from CPT (Nk=17 and 25)
- Slashed symbol refers to test on remoulded soil

GEOTECHNICAL LOG
LOCATION SC1
Projet Solcyp - Site de Loon-Plage



Date commenced :
Method : Rotary borehole drilling, sampling and testing
Recovery depth : to 17.9 m below seafloor
Penetration depth : to 17.9 m below seafloor
Groundwater level : 2.0 m
Ground level : 2.5 m
Co-ordinates : 0 m E 0 m N

- Unit weight derived from water content
- Unit weight derived from volume mass calculation
- Water content
- Plastic limit
- Liquid limit
- Plasticity index
- Percentage fines
- Carbonate content
- Organic content
- Relative density derived from CPT
- Pocket penetrometer
- Torvane
- Fallcone
- Laboratory vane
- UU-triaxial
- CU-triaxial
- Direct simple shear
- In-situ vane shear test
- Undrained shear strength derived from CPT (Nk=17 and 25)
- Slashed symbol refers to test on remoulded soil

GEOTECHNICAL LOG
LOCATION SC1
Projet Solcyp - Site de Loon-Plage

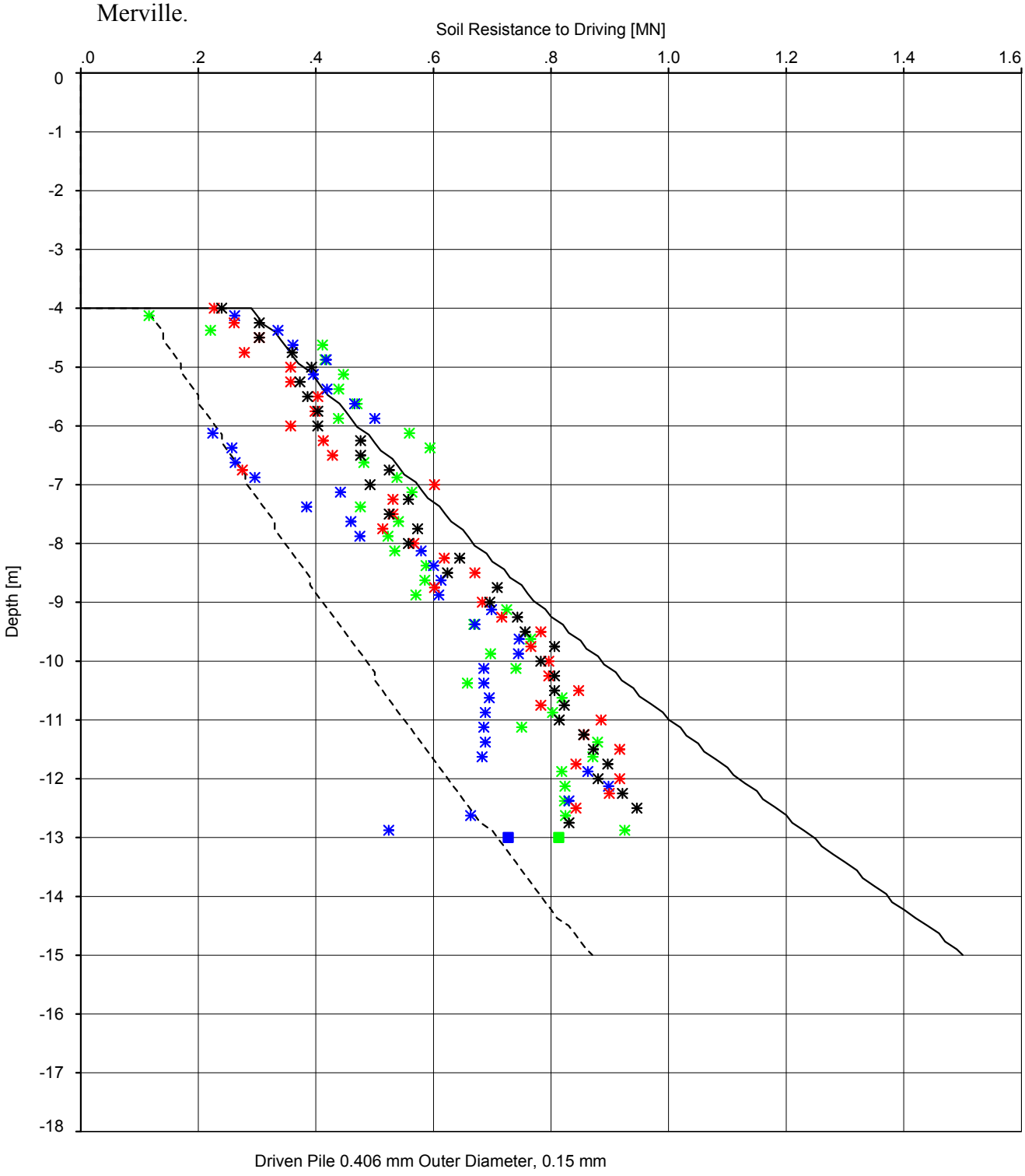
Annexe AII-3 : Les équipements inclus dans les pieux tests de Merville.

Pieux d'essai	Equipements
F1 = essai compression statique pieu foré : L = 13,00 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm
F2 = essai compression cyclique pieu foré : L = 13,00 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm
F3 = essai traction cyclique pieu foré : L = 13,00 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm 3 barres dywidag : L = 13,50 m, d = 36 mm 3 couvres barre
F4 = essai compression/traction cyclique pieu foré : L = 13,00 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm 3 barres dywidag : L = 13,50 m, d = 36 mm 3 couvres barre
B1 = essai compression statique pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 420 mm	2 tubes de réservation : L= 13,13 mm, d = 52/60 mm
B2 = essai compression cyclique pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 420 mm	2 tubes de réservation : L= 13,13 mm, d = 52/60 mm
B3 = essai traction cyclique pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 420 mm	2 tubes de réservation : L= 13,13 mm, d = 52/60 mm
B4 = essai réserve pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 420 mm	Compression statique ou cyclique 2 tubes de réservation : L= 13,13 mm, d = 52/60 mm Traction cyclique 2 tubes de réservation : L= 13,13 mm, d = 52/60 mm
S1 = compression statique pieu vissé moulé spire : L = 13,00 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm
S2 = essai réserve pieu vissé moulé spire : L = 13,00 m, d = 420 mm	Compression statique ou cyclique 1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm Tration cyclique 1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 6 HA 14 sp 8/20 : L = 13,50 m 1 tube de réservation : L = 13,40 m, d = 52/60 mm

Annexe AII-4 : Les équipements inclus dans les pieux tests de Loon-Plage.

Pieux Tests	Équipements pour la fabrication
F1 = essai traction statique pieu foré : L = 10,50 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 3 HA 16 sp 8/25 : L = 10,5 m 1 tube de réservation : L = 10,50 m, d = 52/60 mm 3 barres dywidag : L = 10,50 m, d = 36 mm
F2 = essai traction cyclique pieu foré : L = 10,50 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 3 HA 16 sp 8/25 : L = 10,5 m 1 tube de réservation : L = 10,50 m, d = 52/60 mm 3 barres dywidag : L = 10,50 m, d = 36 mm
F3 = essai compression/traction cyclique pieu foré : L = 10,50 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 3 HA 16 sp 8/25 : L = 10,5 m 1 tube de réservation : L = 10,50 m, d = 52/60 mm 3 barres dywidag : L = 10,50 m, d = 36 mm
F4 = essai compression cyclique pieu foré : L = 8,0 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 5 HA 16 sp 8/25 : L = 8,0 m 1 tube de réservation : L = 8,0 m, d = 52/60 mm
F5 = essai compression cyclique pieu foré : L = 8,0 m, d = 420 mm	1 tête de pieu : L = 0,50 m, d = 600 mm 1 cage d'armature type 5 HA 16 sp 8/25 : L = 8,0 m 1 tube de réservation : L = 8,0 m, d = 52/60 mm
B1 = essai traction statique pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 406 mm	2 tubes de réservation soudés au pieu : L= 13,13 mm, d 52/60 mm 1 plaque épaisse pour obturer la base : d = 406 mm, ep = 50 mm
B2 = essai traction cyclique pieu tubulaire métallique : L = 13,50 m (dont fiche de 13,00 m), d = 406 mm	2 tubes de réservation soudés au pieu : L= 13,13 mm, d 52/60 mm 1 plaque épaisse pour obturer la base : d = 406 mm, ep = 50 mm

Annexe AII-5 : Enregistrements de battage et capacité dynamique des pieux battus à Merville.



vi

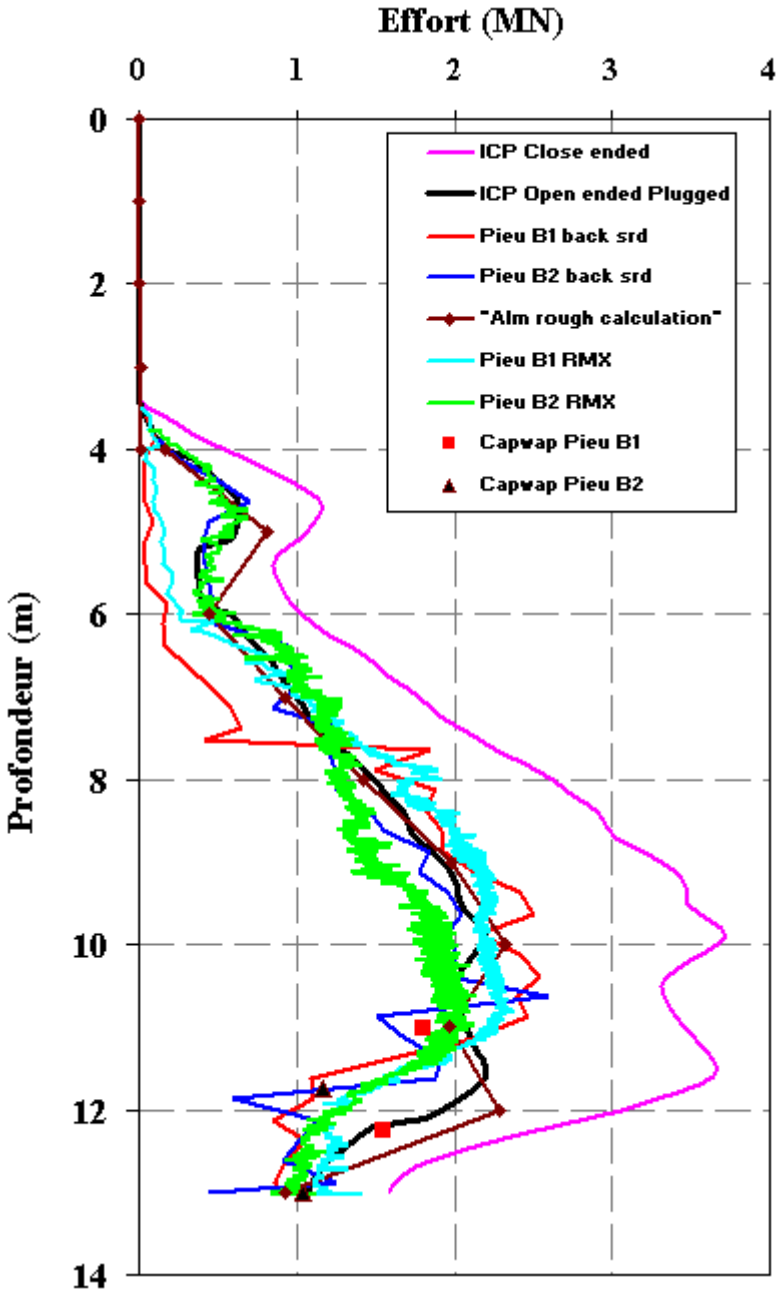
SOIL RESISTANCE TO DRIVING VS DEPTH

PILES B1, B2, B3 & B4

MERVILLE - FRANCE

PPPWIN 03.14.nl\SRD.ppp/2011-11-17 14:12:07

Annexe AII-6 : Enregistrements de battage et capacité dynamique des pieux battus à Loon-Plage.



Annexe AII-1 : BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2010), "Modélisation physique et numérique du comportement des pieux sous chargement cyclique axial", Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010.

MODELISATION PHYSIQUE ET NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE AXIAL

PHYSICAL AND NUMERICAL MODELLING OF CYCLIC AXIAL LOADING RESPONSE OF PILES

Omar BENZARIA [1-2], Alain LE KOUBY [1], Alain PUECH [2]
1 Université Paris-Est, LCPC Paris, France
2 Fugro France, Nanterre, France

RÉSUMÉ – Dans le cadre du projet national SOLCYP (SOLlicitations CYcliques sur les Pieux), une modélisation numérique à l'aide du logiciel RATZ a été effectuée. Elle a notamment permis de comparer des résultats de calcul avec des résultats d'essai de chargements cycliques axiaux sur modèle réduit de pieu effectués en centrifugeuse. Cette communication présente une comparaison entre les deux approches en termes d'accumulation des déplacements et d'évolution du frottement latéral le long du pieu et de la résistance en pointe.

ABSTRACT – As part of the French National research project SOLCYP, numerical modelling using the software RATZ has been carried out. It allowed us to compare calculation results to experimental results from cyclic axial pile load tests by centrifuge modelling. This paper presents some comparisons between the two approaches in terms of accumulation of displacement and distribution of load along the pile.

1. Généralités et contexte

Les fondations profondes (pieux ou micropieux) permettent de reprendre les sollicitations à l'aide du frottement latéral le long du fût et de la résistance en pointe.

Dans la pratique, le dimensionnement des pieux ne tient pas compte du caractère répétitif - ou « cyclique » - des forces qui viennent se rajouter aux forces permanentes et qui agissent sur les ouvrages à concevoir telles que le vent, la houle, les sollicitations de type transport routier et/ou ferroviaire pour les ponts, les machines vibrantes, etc. Ces forces peuvent avoir une influence significative sur la stabilité et le comportement de ces fondations durant leur durée de vie.

Néanmoins, les textes règlementaires (EUROCODE 7 notamment) recommandent bien la prise en compte de l'aspect cyclique des chargements dans l'ingénierie des fondations mais sans fixer de cadre ou de méthodologie.

Ainsi, le projet national SOLCYP (2009-2012) a précisément pour objectif de développer une méthodologie et des procédures de calcul pour prendre en compte l'effet des chargements cycliques dans la réponse des pieux (Puech et al., 2008).

En outre, une étude expérimentale a été réalisée en centrifugeuse sur un pieu modèle instrumenté sur cinq niveaux (jauges de contraintes) (Rakotonindriana, 2009) au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Il a été testé dans un sable de Fontainebleau sec à deux indices de densité (I_D=47% et I_D=78%). Il était soumis à des séries de chargements cycliques axiaux de type compression et traction.

Les essais cycliques ont été réalisés à force contrôlée afin d'étudier l'accumulation des déplacements et les transferts de charge le long du pieu pendant

et après les cycles. Ces premiers essais constituent une étude préliminaire et une bonne base pour comparer les résultats des mesures avec des logiciels de calcul.

A l'issue d'une revue des logiciels d'ingénierie existants (Chin et Poulos, 1992), il a été décidé d'effectuer une modélisation numérique à l'aide du logiciel RATZ (Randolph, 1986). Ce logiciel a pour objectif d'évaluer la dégradation de la portance et repose sur un modèle basé sur l'utilisation de courbes de transfert de type t-z.

2. Description du logiciel RATZ

Le logiciel a été développé par (Randolph, 1986) afin d'analyser la réponse de pieux isolés sous charges axiales statiques et cycliques. Le programme est basé sur le concept des courbes de transfert de charges (t-z) qui simulent l'interaction entre le pieu et le sol le long du fût et sous la base. Le pieu est représenté par une poutre élastique avec des propriétés qui évoluent en fonction de la profondeur et de l'interaction avec le sol (figure 1). Cette dernière est caractérisée par des ressorts non linéaires discrets qui sont distribués à intervalles réguliers le long du pieu.

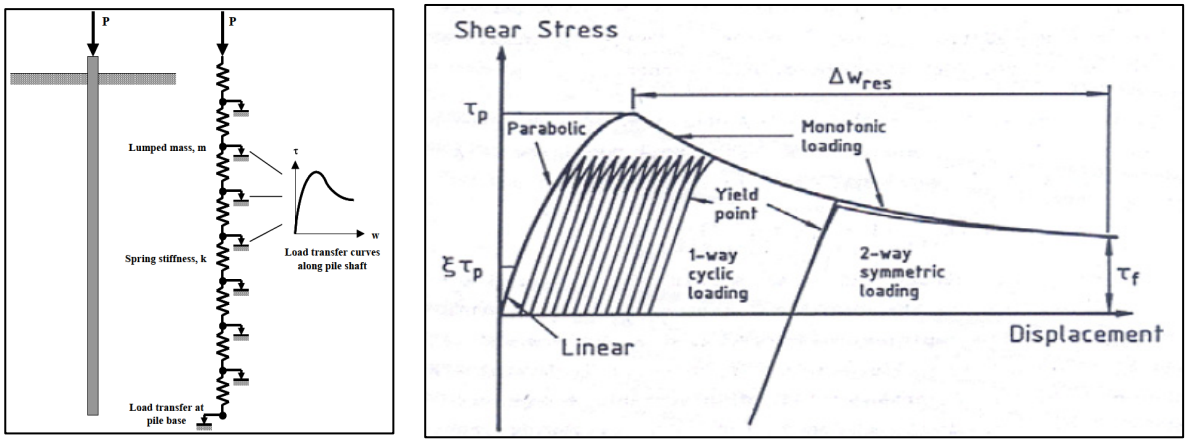


Figure 1. Courbe de transfert de charge utilisé dans le programme RATZ (Chin et Poulos, 1992).

En ce qui concerne les charges monotones, pour chacun des tronçons de pieu, RATZ modélise celles-ci par une courbe de cisaillement élémentaire (τ, w), (figure 1). Cette courbe comporte une phase linéaire pendant laquelle la contrainte d'interface est proportionnelle au déplacement relatif sol-pieu :

$$\tau_o = k.w/r_o \qquad (1)$$

Avec : τ_o=frottement latéral, w = déplacement local, r_o = rayon du pieu et k = gradient initial qui peut être relié au module de cisaillement G du sol par un paramètre ζ généralement pris égal à 4. (Randolph et Wroth, 1978) :

$$k = G/\zeta \qquad (2)$$

La phase linéaire s'étend de zéro à une valeur$\xi.\tau_p$ avec τ_p = valeur de pic de frottement latéral et ξ = facteur compris entre 0 et 1 (pour ξ = 0, la courbe est totalement non linéaire, pour ξ = 1 la courbe est linéaire jusqu'à la rupture).

Ensuite, la courbe de cisaillement suit une loi parabolique jusqu'au pic de frottement latéral τ_p suivi d'un radoucissement jusqu'à la contrainte résiduelle τ_f après un déplacement supplémentaire Δw_{res} :

$$\tau_o = \tau_p - 1.1\ (\tau_p - \tau_r)\ [1 - \exp(-2.4(\Delta w / \Delta w_{res})^{\eta})] \quad (3)$$

Sous chargements cycliques, l'accumulation de déplacement est modélisée par les déplacements plastiques monotones en calculant le degré de dégradation. Cette simulation est basée par un choix de paramètre (ξ) du point de rupture sur la phase de rechargement (figure 1). En pratique, il suffit de définir la position du point à partir de la contrainte de cisaillement minimum atteinte τ_{min} et de la contrainte de pic τ_p de sorte que :

$$\tau_y = \tau_{min} + 0.5\ (1-\xi)\ (\tau_p - \tau_{min}) \quad (4)$$

Une fois le point de non réversibilité franchi, la composante plastique du déplacement est traitée comme un déplacement post-pic monotone. Il en résulte une dégradation progressive du frottement de sa valeur de pic à sa valeur résiduelle. En outre, ce logiciel nécessite une bonne connaissance du sol (le module et la résistance maximale de cisaillement) ainsi que du chargement cyclique à simuler

3. Essais en centrifugeuse

3.1. Le pieu développé et le dispositif expérimental

La conception du pieu, la procédure expérimentale ainsi que quelques résultats sont décrits dans (Rakotonindriana et al., 2010).

Le pieu prototype correspond à un pieu réel de 10,4 m de long et 0,8 m de diamètre. Le pieu modèle (260 mm de long et 20 mm de diamètre) a été instrumenté par cinq jauges de déformations (collées) le long du pieu J1 à J5 (figure 2) afin de pouvoir mesurer l'évolution du frottement latéral en fonction de la profondeur et d'estimer la résistance en pointe.

Le frottement latéral sur chacun des tronçons (T1 à T4) est déterminé en effectuant la différence entre les efforts mesurés entre chaque niveau de jauge (J1 à J4) et pour T5, il est déterminé entre la différence entre l'effort en tête et J5. La pointe est calculée à partir de l'effort mesuré en J1.

Le massif a été préparé par pluviation (Rakotonindriana, 2009) permettant de fabriquer un massif homogène autour du pieu. La mise en place du pieu a été effectuée en vol par fonçage, à déplacement contrôlé. On effectue ensuite les différentes phases de chargements.

3.2. Objectifs et programme expérimental

Les objectifs de cette étude étaient, d'une part, d'étudier la stabilité du pieu soumis à des chargements cycliques en s'intéressant à l'accumulation des déplacements et, d'autre part, d'évaluer la dégradation du frottement latéral du pieu pendant les cycles. Pour cette étude, le matériau utilisé est le sable de Fontainebleau dans un état moyennement dense ($I_D \approx 48\%$) et dense ($I_D \approx 78\%$) (Poids volumique $\rho_{dmax} \approx 17{,}36$ et $\rho_{dmin} \approx 14{,}17$ kN/m^3). Les essais effectués sont :

- des essais de chargement monotone pour évaluer la capacité portante en compression (Q_c).
- des essais de chargement cyclique en compression à force contrôlée pour étudier l'effet des cycles sur l'accumulation des déplacements et la distribution des efforts dans le pieu.

Pour réaliser ce type d'étude, les principaux paramètres fixés sont : le nombre de cycles, les combinaisons de chargement (charge moyenne V_m et amplitude cyclique V_c) ainsi que la fréquence du chargement (0,5 Hz pour rester dans le domaine quasi-statique).

Les combinaisons de chargement sont appliquées les unes à la suite des autres par ordre croissant d'effort. Dans cette communication, on n'utilisera que les résultats des essais monotones pour les deux densités et des essais cycliques en compression de type force contrôlée pour une densité de 78% (Tableau I).

Tableau I. Programme de chargement pour les essais de compression

Conteneur	I_D [%]	Essai	Effort	Type	V_m	V_c	N_{cycles}
C23	48	C2332ic	compression	statique			
C24	78	C2422ic	compression		0,2 Qc	0,1 Qc	200
					0,3 Qc	0,1 Qc	200
				statique			

4. Validation des essais par le logiciel RATZ

4.1. Chargement monotone

Tout d'abord, on montre, sur la figure 2, la distribution des charges en fonction de la profondeur pour les deux densités de sable ($I_D \approx 48\%$ et $I_D \approx 78\%$).

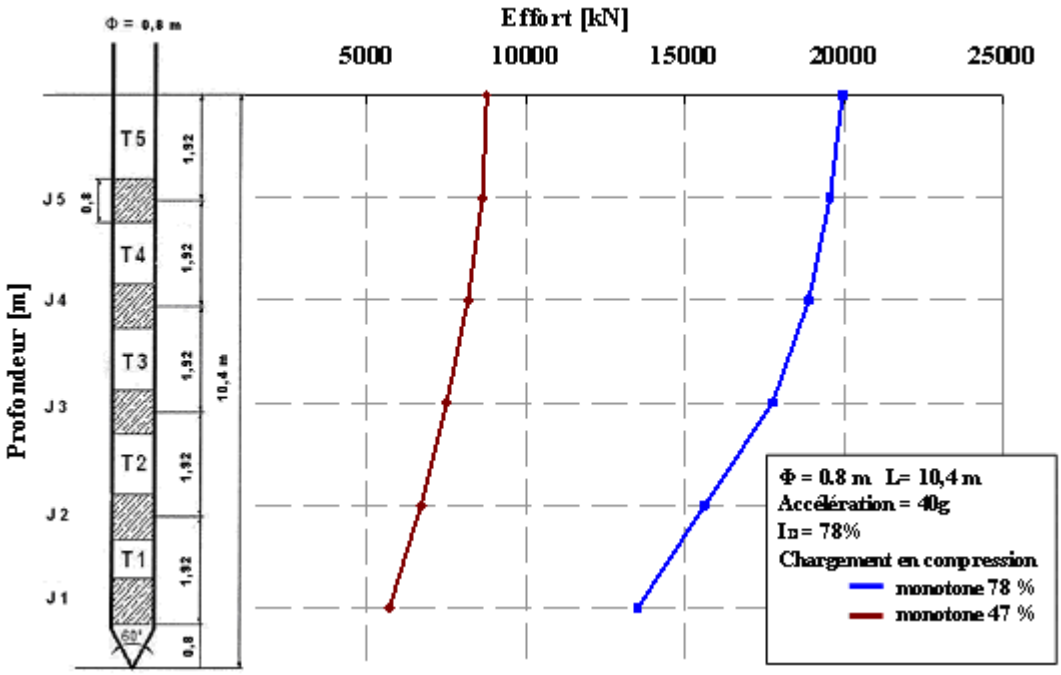


Figure 2. Distribution des charges en fonction de la profondeur

Les frottements latéraux des tronçons 1 et 2 sont fortement influencés par la résistance en pointe. (Balachowski, 1995) a montré que le fond de la cuve a une influence sur la résistance en pointe jusqu'à une distance maximale de l'ordre de 5 diamètres de pieu. Pour une étude en chambre d'étalonnage, (Le Kouby, 2003) a vérifié qu'une distance de 6 diamètres entre le manchon de frottement et la pointe était suffisante pour éliminer l'effet de cette dernière.
Les paramètres du modèle RATZ ont d'abord été calibrés sur les essais monotones.

On a pu modéliser les essais du tableau I en rentrant les caractéristiques du pieu prototype et les propriétés du sable de Fontainebleau NE34 (figure 3).

On a supposé que le module de cisaillement maximal du sable varie en fonction de I_D et du poids volumique effectif (γ') selon l'équation (Seed et al., 1986) :

$$G_{\max} = 21{,}7(K_2)_{\max} P_a \left(\frac{\sigma'_m}{P_a}\right)^{0.5} \text{ (kN/m}^2\text{)} \qquad (5)$$

$\sigma'_m = \gamma'.z$; P_a : pression atmosphérique; $(K_2)_{\max} = 3{,}5(I_D)^{2/3}$ (Seed et Idriss, 1970).

La figure 3 montre une validation de l'essai monotone à l'aide du logiciel (pente initial, pic et post-pic). De plus, l'essai monotone a été réalisé après l'application des chargements cycliques. La pente initiale semble plus raide que lors d'un premier chargement.

Le calage a été réalisé en prenant ζ =1,2 au lieu des valeurs (3≤ζ≤4) normalement recommandées pour un essai sur sol vierge (Randolph, 2003). Sur le tronçon 4, les pics mesurés et modélisés se produisent au même déplacement tandis que, sur le tronçon 3, le pic obtenu par RATZ est atteint pour un déplacement local plus grand par rapport au pic mesuré.

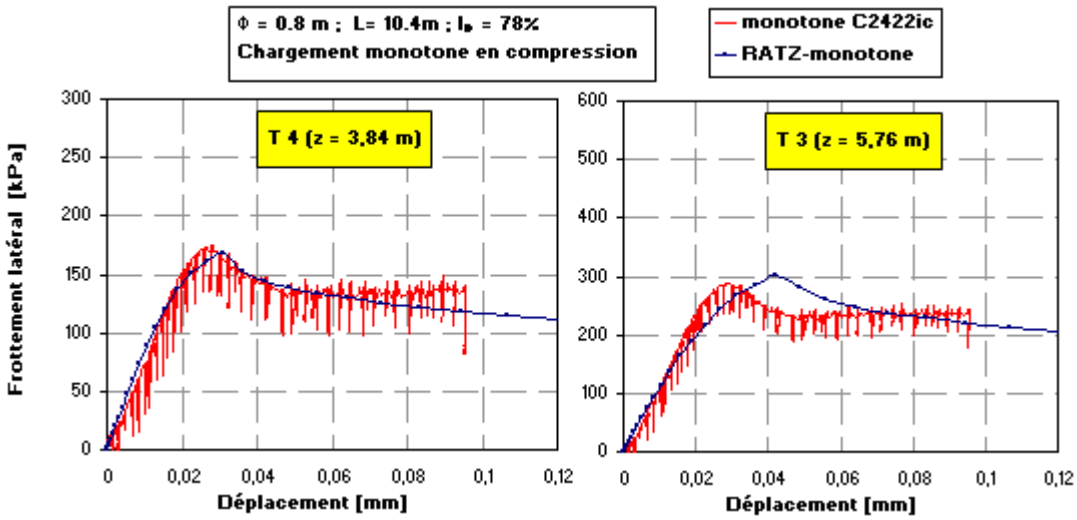


Figure 3. Comparaison entre les essais de compression monotones en centrifugeuse et la modélisation par le programme RATZ

4.2. Chargement cyclique à force contrôlé

On a essayé de reproduire au mieux les séquences de chargements présentées dans (le tableau I) avec le logiciel RATZ. Cependant, lors de l'étude expérimentale,

le cycle débute à partir de la charge moyenne (V_m) et à la charge maximale pour le calcul (V_m+V_c). L'accumulation de déplacement en tête de pieu présente quelques différences d'allure (figure 4).

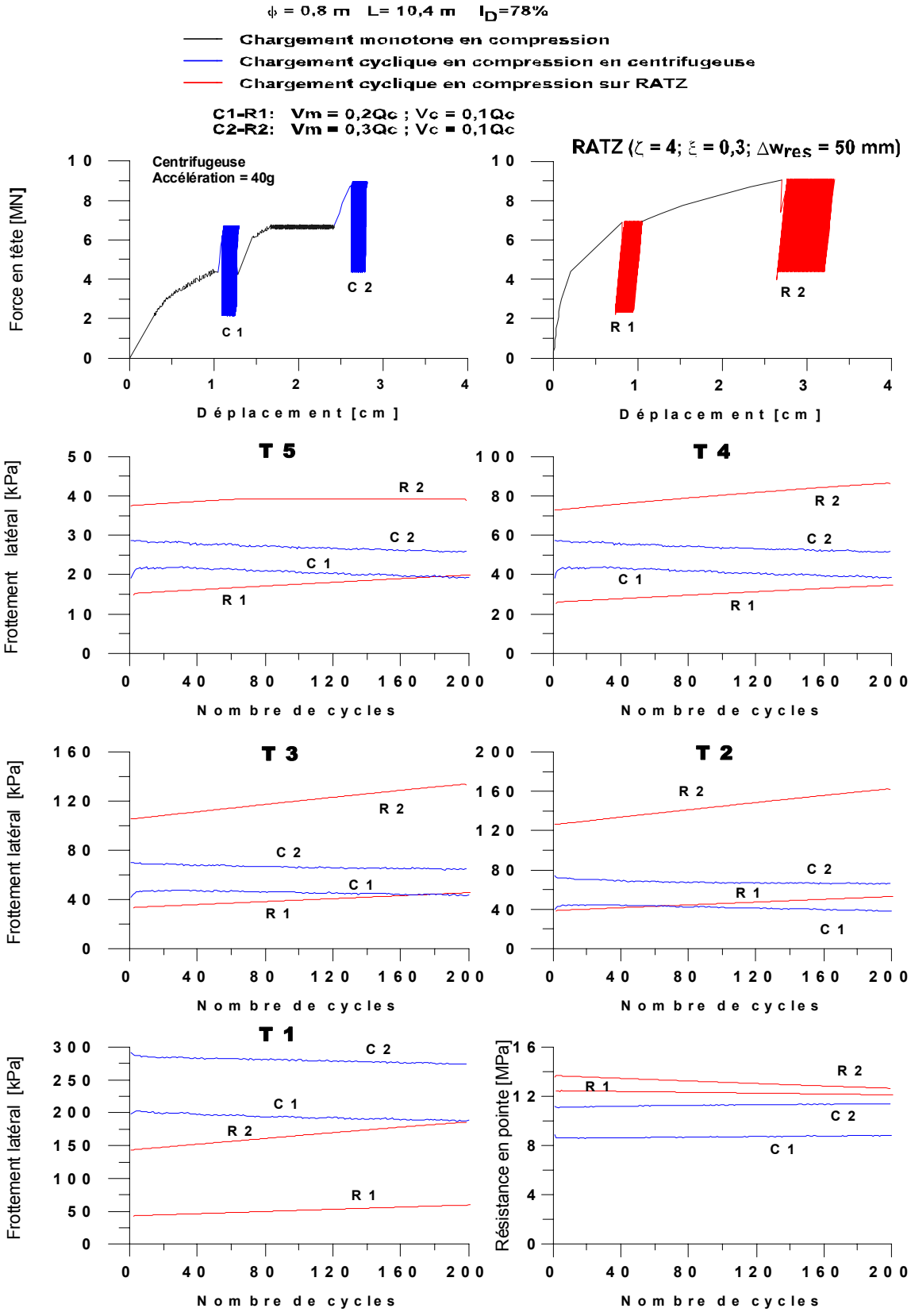


Figure 4. Comparaison entre les chargements appliqués dans les essais de compression en centrifugeuse et ceux obtenus par le programme RATZ

La première séquence de chargement cyclique en centrifugeuse (C1) et celle modélisée par RATZ (R1) ne commencent donc pas au même niveau de force et de déplacement. Toutefois, elles engendrent un déplacement équivalent (D_{R1}-D_{C1}= 3,56-2,24 =1,32 mm). La deuxième combinaison, quant à elle, provoque une accumulation de déplacement plus importante dans le calcul en RATZ (R2) que pour l'essai en centrifugeuse (C2) (D_{R2}-D_{C2}= 5,62-3,8 =1,82 mm). Cette différence peut être liée au module de cisaillement maximal du sable choisi.

Pour mieux comprendre le comportement du pieu, l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe pendant les cycles est présentée dans la figure 4. On notera que cette illustration met en évidence uniquement l'évolution des maximums.

En ce qui concerne les évolutions du frottement latéral et de la résistance de pointe, on remarque une légère diminution du frottement mobilisé au cours des cycles (C) et une augmentation plus marquée pour les cycles de RATZ (R). Pour la résistance en pointe, l'évolution est inverse. On constate donc un comportement inverse entre l'étude expérimentale et l'étude théorique.

Dans le cas du tronçon T1, RATZ ne tient pas compte de la proximité de la pointe. Pour les tronçons (T2, T3, T4, T5), les ordres de grandeur des frottements sont assez proches pour la première séquence. En revanche, pour la seconde, les écarts sont plus importants entre les mesures et les calculs.

Il est important de rappeler qu'il n'existe pas encore aujourd'hui d'étude qui permette de valider une augmentation ou diminution du frottement latéral au cours des cycles et diminution / augmentation de la résistance de pointe.

Néanmoins, plusieurs éléments peuvent expliquer ces différences :

- les valeurs des pics des frottements implémentées dans RATZ sont déterminées à partir de l'essai monotone qui est réalisé après le chargement cyclique. Ce dernier a pu avoir une influence sur les valeurs monotones notamment par l'augmentation de la raideur du pieu.
- la transition entre la phase de chargement monotone et la phase cyclique est différente pour les essais et pour RATZ. En centrifugeuse, on part de la charge moyenne qui est substituée pendant quelques temps avant les cycles. Dans RATZ, on commence les cycles à partir des maximums.
- dans le cas des essais en centrifugeuse, la distance entre la pointe et le fond du conteneur est égale à 5 fois le diamètre du pieu. Cette distance, à priori suffisante, ne l'est peut être pas dans le cas d'une installation par refoulement. Un effet du fond peut apparaître avec une augmentation de la pointe avec interaction sur le frottement.
- le logiciel RATZ a été principalement validé sur des essais de type traction effectués sur des pieux souples (Randolph et Jewell, 1989), ce qui pourrait expliquer le fait que la prise en compte d'un frottement très élevé à proximité de la pointe et le comportement de la pointe elle même lors du chargement en compression ne soient pas bien appréhendés par le logiciel.

5. Conclusions

La présente communication a eu pour objectif de comparer des résultats d'essais préliminaires effectués en centrifugeuse à une modélisation numérique à l'aide du logiciel RATZ pour le chargement cyclique axial d'amplitude constante. Les résultats

montrent que le chargement cyclique engendre une accumulation significative des déplacements en tête de pieu. Bien que légèrement surestimée, cette accumulation reste globalement reproduite par RATZ.

La simulation du comportement local du pieu n'est pas encore satisfaisante. En effet, la modélisation physique montre une dégradation du frottement latéral accompagnée d'un transfert au profit de la pointe alors que les simulations montrent l'inverse. Cette différence est mal comprise à ce stade. Il conviendra dans un premier temps de s'interroger sur deux conditions expérimentales : i) un éventuel effet de bord (trop grande proximité du fond de la cuve et de la pointe du pieu) pouvant accentuer le rôle de la pointe dans la répartition des efforts le long du pieu et ii) le cadre d'utilisation du logiciel RATZ.

Le projet SOLCYP permettra donc de confirmer ou pas les premiers résultats obtenus en centrifugeuse et de faire évoluer le logiciel RATZ.

6. Remerciements

Les résultats (ou « Une partie des résultats ») présentés dans cette communication ont été acquis dans le cadre du Projet National Français SOLCYP (SOLlicitations Cycliques sur les Pieux) regroupant 12 entreprises et bureaux d'études et 6 organismes universitaires et de recherche. Il est piloté par l'IREX et financé par les partenaires, l'ANR, le MEEDDM et la FNTP. Les auteurs remercient les partenaires du projet d'avoir autorisé la publication de ces données.

7. Références bibliographiques

Balachowski L. (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : Chambre d'étalonnage et Centrifugeuse. Thèse de Doctorat de l'INPG Grenoble.

Chin J. T. and Poulos H. G. (1992) Cyclic axial loading analyses: a comparative study. Computers and Geotechnics, vol.13, pp.137-158.

Eurocode 7. NF EN 1997- (2005). Calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales.

Le Kouby A. (2003) Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupe. Thèse de Doctorat de l'ENPC.

Puech A., Canou. J., Bernardini. C. (2008) SOLCYP : un projet national de recherche sur le comportement des pieux sous chargement cyclique. JNGG 2008, Nantes.

Rakotonindriana M.J. (2009) Comportement des pieux et des groupes de pieux sous chargement latéral cyclique. Thèse de Doctorat de l'ENPC / LCPC, publiée en 2010.

Rakotonindriana M.J., Le Kouby A., Buttigieg S., Derkx F., Thorel L. , Garnier J. (2010). Design of an instrumented model pile for axial cyclic loading. Accepted for publication for the International Conference on Physical modelling in Geotechnics (ICPMG), Zurich, Suisse.

Randolph M.F. , Wroth C.P. (1978) Analysis of deformation of vertically loaded piles. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 12: 1465.1488.

Randolph M.F. (1986) RATZ: Load transfer analysis of axially loaded piles, Report Geo: 86033, Department of Civil Engineering, The University of Western Australia.

Randolph M.F. , Jewell. R.J. (1989) Load transfer model for piles in calcareous, Proc. 12th Int. Conf. on soil Mechs. and Found. Engrg, Rio de Janeiro, vol., pp. 479-484.

Randolph M.F. (2003) RATZ version 4-2, "Load transfer analysis of axially loaded piles"

Seed H.B., Idriss I.M. (1970) Sail moduli and damping factors for dynamic response analysis. Report UCB/EERC - 70/10, University of California, Berkeley.

Seed H.B., Wong R.T., Idriss I.M., Tokimatsu K. (I986) Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 112, p. 1016-1032.

Annexe AIII-2 : BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2011), "Étude expérimentale et numérique du comportement de deux pieux isolés sous chargement cyclique axial", XV Congrès européen de mécanique des sols et de géotechnique Athènes, Sept.2011.

Experimental and numerical analysis of the cyclic axial response of a single pile

Étude expérimentale et numérique du comportement d'un pieu isolé sous chargement cyclique axial

Omar BENZARIA
Université Paris-Est, LCPC Paris, et Fugro France, Nanterre, France

Alain LE KOUBY
Université Paris-Est, LCPC Paris, France

Alain PUECH
Fugro France, Nanterre, France

ABSTRACT

As part of the French National research project SOLCYP, numerical modelling with the software SCARP has been carried out to simulate the behaviour of a full scale driven pile into normally consolidated clay and submitted to axial cyclic loading.
This paper presents some comparisons between numerical simulations and experimental results with a focus given on the evolution of pile head displacement and shaft friction degradation along the pile wall. The role of the cycle amplitude and of the number of cycles is also highlighted.

RÉSUMÉ

Dans le cadre du projet national français de recherche SOLCYP (SOLlicitations CYcliques sur les Pieux), une modélisation numérique à l'aide du logiciel SCARP a été effectuée afin de simuler le comportement d'un pieu isolé instrumenté soumis à des chargements cycliques axiaux. Le pieu est battu dans une argile normalement consolidée. Cette communication présente une comparaison entre les résultats de calcul et les résultats expérimentaux en termes d'accumulation des déplacements en tête et d'évolution du frottement latéral le long du pieu. Elle montre aussi l'influence de l'amplitude cyclique et du nombre de cycles sur les résultats.

Keywords: Cyclic Loading, Single Pile, SCARP.

1 INTRODUCTION

Les fondations des ouvrages soumis à des sollicitations cycliques telles que le vent, la houle, les sollicitations de type transport routier et/ou ferroviaire sur les ponts et les machines vibrantes, peuvent subir une dégradation de leur capacité portante.

Le projet national SOLCYP (2008-2012) [8] a pour objectif de développer une méthodologie et des procédures de calcul pour prendre en compte l'effet des chargements cycliques sur la réponse des pieux.

Une modélisation numérique à l'aide du logiciel SCARP [5] a été effectuée afin d'estimer l'accumulation des déplacements en tête du pieu

et l'évolution du frottement latéral le long du fût. Le logiciel SCARP, développé à l'Université de Sydney, s'appuie sur un modèle d'interface avec radoucissement élasto-plastique et simule la dégradation de la capacité du pieu par le modèle de Matlock et Foo [3].

Dans cette communication, on présente une étude comparative entre les résultats obtenus à l'aide du programme de calcul et les résultats d'essais de chargements cycliques sur un pieu instrumenté, effectués dans les années 80 par l'Institut Français du Pétrole (IFP) sur un site d'argile molle normalement consolidée [6].

La comparaison porte plus précisément sur l'accumulation des déplacements en tête de pieu et sur l'évolution du frottement latéral le long du pieu. Elle montre l'influence de l'amplitude cyclique et du nombre de cycles sur les résultats.

2 DESCRIPTION DU LOGICIEL SCARP

Le logiciel SCARP calcule la distribution des déplacements et des frottements le long d'un pieu isolé, ou un groupe de pieux, soumis à des chargements axiaux statiques et/ou cycliques.

Le logiciel s'appuie sur une approche 1-D en considérant le sol comme une masse ayant un comportement élastique et l'interface sol/pieu ayant un comportement élasto-plastique. En fonction du nombre de couches du sol, le pieu est discrétisé en plusieurs tronçons. Pour chaque tronçon, soit la valeur limite de frottement est spécifiée, soit un modèle d'interface élasto-plastique avec radoucissement est introduit.

Le programme permet de quantifier les trois effets majeurs des chargements cycliques sur le comportement d'un pieu [4]:

- la dégradation du frottement latéral, de la résistance en pointe et du module du sol ;
- les effets de la vitesse de chargement ;
- l'accumulation des déplacements permanents.

Afin de mesurer ces effets, Poulos [4] a introduit le concept de facteur de dégradation D qui est défini comme suit :

$$D = \frac{\text{propriété après le chargement cyclique}}{\text{propriété pour le chargement statique}}$$

Les facteurs de dégradation pour le frottement latéral, la résistance de pointe et le module de sol sont dénotés respectivement : D_τ, D_b et D_E.

La détermination de ces facteurs de dégradation peut être effectuée par deux approches différentes :

- l'approche adoptée par Matlock et Foo [3] qui suppose que la dégradation cyclique en un point sur le pieu se produit seulement s'il y a génération de déformation plastique en ce point;
- l'approche du " déplacement cyclique" dans laquelle les facteurs de dégradation dépendent du déplacement cyclique du pieu.

C'est la première approche qui est utilisée dans cette étude où le facteur de dégradation pour le frottement latéral D_τ est exprimé par :

$$D_\tau = (1-\lambda)(D_{\tau'} - D_{\min}) + D_{\min} \qquad (1)$$

D_τ = valeur actuelle du facteur de dégradation pour le frottement.
$D_{\tau'}$= valeur du cycle précédent du facteur de dégradation pour le frottement.
D_{min}= valeur minimale du facteur de dégradation.
λ = taux de dégradation (compris entre 0,05 et 0,5).

Cette expression s'applique de la même manière pour les facteurs de dégradation de la résistance de pointe D_b et du module de sol D_E.

Dans notre cas, on a considéré que, dans les deux premières couches, le taux de dégradation minimale du frottement était de 10 % tandis que pour les deux dernières couches, le frottement ne pouvait pas se dégrader (taux minimal de 0%). Quant au module du sol, on n'a pas imposé de dégradation minimale.

Les incréments de déplacement du sol à la fin de chaque cycle sont basés sur l'expression :

$$S_p = BN^m e^{nX} \qquad (2), [2]$$

avec
B : déplacement permanent correspondant à la charge minimale du premier cycle.
X : niveau de chargement cyclique appliqué.
N : nombre de cycles.
n, m : paramètres à déterminer expérimentalement.

En se basant sur une série d'essais sur pieux modèles, Poulos [5] propose les valeurs de n et m suivantes :

- pour un sable siliceux (avec une densité de 67 %) : m=0,245 et n =7,6.
- pour un sable carbonaté (avec une densité de 45 %) : m=0,122 et n =5,9.
- pour un sable carbonaté (avec une forte densité: m=0,39 et n =5,1.

En l'absence de valeurs m et n disponibles pour l'argile, on a opté pour une méthode de convergence itérative pour modéliser au mieux les essais cycliques effectués sur le pieu du site expérimental de CRAN. Les valeurs optimales sont m=0,04 et n=1,3.

3 LES ESSAIS EXPERIMENTAUX

Des essais de chargements statiques et cycliques en tension ont été appliqués sur un pieu instrumenté, mis en place par battage sur le site expérimental de CRAN [6] et [7].

3.1 Le site de CRAN

Le site est constitué d'argiles molles normalement consolidées dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques du site expérimental CRAN

Z (m)	Couches	Cu (kPa)
0 - 2	Argile molle légèrement surconsolidée	
2 - 8	Argile molle	20 à 50
8 - 13	Argile raide très hétérogène	50
13 - 17	Argile raide homogène	50

Le pieu testé était de type métallique tubulaire de diamètre extérieur D=273mm, d'épaisseur e= 6,3mm, et de fiche L= 17m. Il était équipé de 19 niveaux de trois jauges de contraintes à 120°, de 5 cellules de pression totale et 5 cellules de pression interstitielle.

3.2 Le programme de chargement

Le pieu a été soumis à plusieurs essais de chargement en traction statique et cyclique.

Les essais cycliques sont de deux types :

- Type C : l'amplitude des cycles est maintenue constante durant au moins 1000 cycles.
- Type T : essai de type tempête à valeur moyenne constante : l'amplitude des cycles varie au cours du temps.

La durée de chaque cycle est de 14 s.

4 COMPARAISON DES RESULTATS

Dans cette communication, on présente la modélisation d'un essai statique, de trois essais cyclique de type C et d'un essai cyclique de type T.

4.1 Essai de chargement statique en tension

La première étape consiste à discrétiser le pieu en quatre tronçons en fonction des épaisseurs des couches et déterminer les différents paramètres nécessaires au logiciel SCARP afin de modéliser de manière adéquate l'essai statique de référence (dernier essai statique effectué avant les essais cycliques).

4.1.1 Le module de déformation

Pour déterminer le module de déformation de chaque couche, on s'est basé sur le profil de module de cisaillement déterminé à l'aide du pressiomètre autoforeur (PAF).

$$E = 2(1+\nu)G_{P0} \quad (3)$$

avec
E : module de déformation de la couche.
υ : cœfficient de poisson (0,3 pour CRAN).

G_{P0}: module de cisaillement.

4.1.2 *La résistance au cisaillement*

La résistance au cisaillement C_u pour chaque couche a été déterminée en considérant les résultats d'essais au scissomètre de chantier et d'essais triaxiaux sur échantillons prélevés au carottier à tube mince poussé.

Ensuite, pour chaque couche, le frottement limite est calculé à partir de la relation empirique proposée par l'API RP2A [1] :

$$\tau_f = \alpha . C_u \qquad (4)$$

avec

α : coefficient adimensionnel ≤ 1 calculé à partir des équations suivantes :

$\alpha = 0{,}5\Psi^{-0{,}5}$ si $\Psi = \frac{C_u}{\sigma'_{V0}} \le 0{,}5$

$\alpha = 0{,}5\Psi^{-0{,}25}$ si $\Psi > 0{,}5$

4.1.3 *Pieu de CRAN*

L'essai statique de référence pour le pieu de CRAN est l'essai S3. Cet essai montre que le pieu à une capacité en traction V_{rt} = 240 kN.

La figure 1 illustre une comparaison entre les mesures et la modélisation de l'essai à l'aide du logiciel de SCARP.

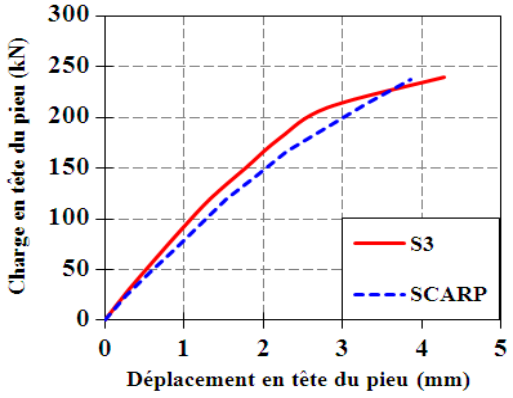


Figure 1. Comparaison d'un essai de chargement statique S3 sur le pieu de CRAN et une simulation SCARP.

La courbe théorique est en assez bonne concordance avec la courbe expérimentale malgré une légère différence de comportement à la fin de l'essai. Cette différence peut être expliquée par l'existence d'une phase de fluage, non prise en compte dans le modèle, et qui se traduit par une accélération des déplacements de la tête du pieu aux charges élevées.

4.2 *Essai de chargement cyclique en tension*

On présente ici les résultats des premières séquences cycliques appliquées au pieu.

4.2.1 *Les essais cycliques Type C*

Les premiers essais cycliques effectués sur le pieu de CRAN sont présentés dans le tableau 2.

Ces essais ont été appliqués pendant 1000 cycles avec une fréquence de f = 0,07 Hz et une charge moyenne V_m et amplitude cyclique V_c ($V_{max} = V_m + V_c$).

Tableau 2. Caractéristiques des premiers essais cycliques effectués sur le pieu expérimental de CRAN

Essais	V_m (kN)	V_c (kN)	V_{max} / V_{rt}
C1-1	63	21	0,35
C1-2	63	42	0,44
C2-2	84	21	0,53

Les figures 2 et 3 illustrent une comparaison entre les frottements latéraux statiques et les frottements maximaux cycliques mesurés et modélisés par SCARP pour les tronçons supérieur l (0-2m) et inférieur (13-17m).

On remarque que le frottement latéral mesuré, sur le tronçon supérieur du pieu (figure 2) diminue avec le nombre de cycles. Les calculs SCARP montrent les mêmes tendances mais accentuent les phénomènes.

Dans le tronçon inférieur (figure 3), la valeur mobilisée du frottement latéral reste constante lorsque le nombre de cycles augmente (N = 10 à 1000) mais une accumulation de déplacement apparaît traduisant une diminution du module en fonction des cycles.

Dans le cas de la couche superficielle, le frottement maximum (statique) a été atteint à la première montée en charge. Une fois que cette valeur maximale est atteinte, le frottement ne peut que se dégrader en fonction des cycles. En

revanche, dans la couche inférieure, le frottement mobilisé est très inférieur au frottement maximum mobilisable. La dégradation du frottement dans les couches supérieures entraîne un report de charges vers le bas du pieu. Dans un premier temps, le frottement dans le tronçon inférieur augmente avec la sévérité du chargement (figure 3, N = 10) mais la mobilisation du frottement est toujours décrite par la courbe statique. Cette valeur se maintient dans la suite de l'essai alors que les déplacements locaux du pieu croissent légèrement avec le nombre de cycles traduisant une baisse de la raideur locale (Figure 3, N=1000).

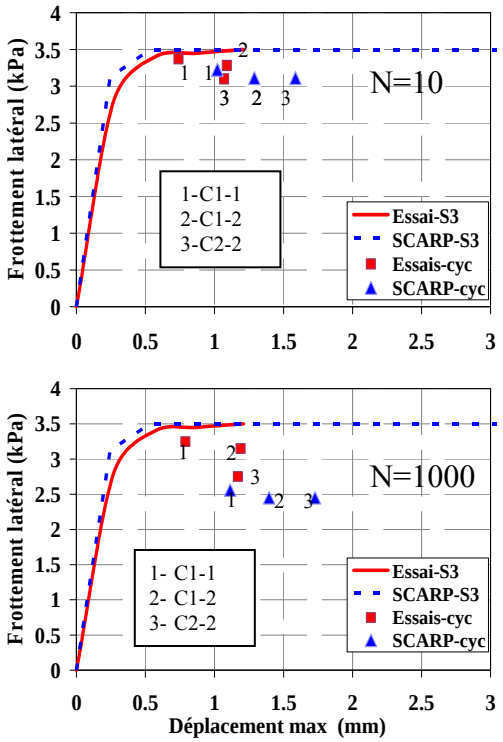


Figure 2 : Courbes t-z statiques et cycliques (C1-2 ; C1-1; C2-2) pour le tronçon supérieur (0-2m) du pieu de CRAN.

Le logiciel SCARP permet de modéliser assez fidèlement les phénomènes observés lors des essais cycliques de type C mais avec une légère amplification.

4.2.2 Les essais cycliques de type T

La figure 4 illustre une comparaison entre l'évolution du déplacement en tête du pieu mesurée lors de l'essai T2-1 et celle calculée à l'aide de SCARP. La concordance entre les deux approches est satisfaisante malgré un écart entre les deux états initiaux. Cet écart peut être dû à l'histoire du chargement du pieu testé qui avait déjà subi plusieurs séquences de chargement alors que, dans le calcul, on a considéré que le pieu n'avait subi aucun chargement avant cet essai tempête.

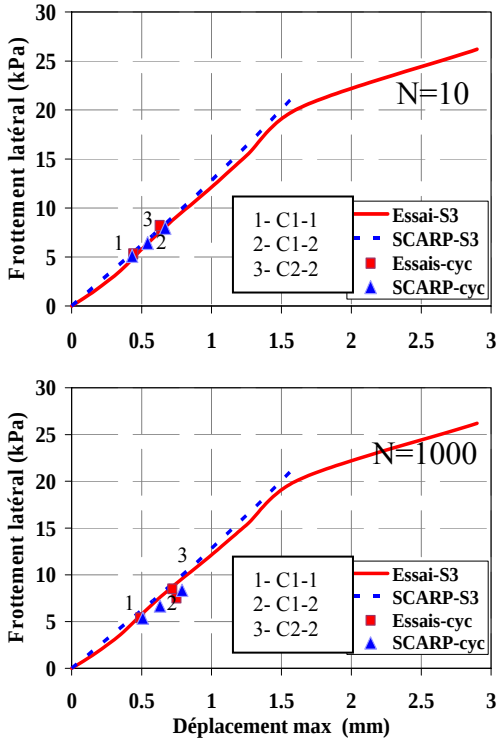


Figure 3 : Courbes t-z statiques et cycliques (C1-2 ; C1-1 ; C2-2) pour le tronçon inférieur (13-17m) du pieu de CRAN.

5 CONCLUSION

L'objet de cette communication est de confronter les résultats d'essais de chargement cycliques axiaux effectués sur un pieu réel instrumenté à

ceux d'une modélisation numérique à l'aide du logiciel SCARP.

L'étude montre que le chargement cyclique axial engendre une accumulation de déplacement en tête de pieu, résultant d'une dégradation du frottement latéral dans les couches superficielles, et d'une dégradation de la raideur dans les couches profondes Ces aspects sont assez bien modélisés par le logiciel moyennant un choix judicieux des paramètres de la loi de dégradation (D) et de la loi d'accumulation des déplacements (m,n).

Un des objectifs du projet SOLCYP est de parvenir à la définition de ces paramètres pour différents types de matériaux : argile normalement consolidée, argile surconsolidée, sables fins et moyens.

Quatre voies sont explorées :

- essais triaxiaux cycliques en compression (CAUc) et extension (CAUe) et essais de cisaillement simple cycliques direct (DSS) ;
- essais cycliques in situ sur prototypes de pénétromètre et pressiomètre cycliques ;
- essais de chargements cycliques sur pieux modèles (chambre d'étalonnage et centrifugeuse) ;
- essais de chargements cycliques sur deux types de pieux réels (acier, béton) dans deux types de sol (argile des Flandres et sable de Dunkerque).

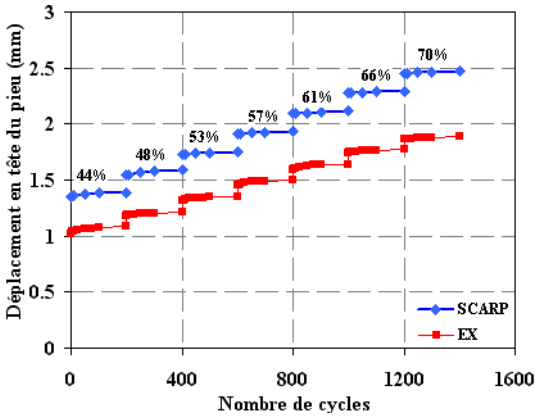


Figure 4 : Comparaison entre l'évolution du déplacement en tête du pieu mesuré lors de l'essai T2-1 et celle calculée à l'aide de SCARP.

REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cette communication ont été acquis dans le cadre du Projet National Français SOLCYP (SOLlicitations Cycliques sur les Pieux) regroupant 12 entreprises et bureaux d'études et 6 organismes universitaires et de recherche. Il est piloté par l'IREX et financé par les partenaires, l'ANR, le MEEDDM et la FNTP. Les auteurs remercient les partenaires du projet d'avoir autorisé la publication de ces données.

REFERENCES

[1] API RP 2A (1993), Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, American Petroleum Institute, July 1993.

[2] Diyaljee, V. A. and Raymond, G. P. (1982). Repetitive Load Deformation of Cohesionless Soil. Journal of The Geotechnical Engineering Division, Proceedings of The American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, N°. GT10.

[3] Matlock, H. and Foo, S. H. C. (1979). Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. Numerical Methods in Offshore Piling. ICE, London, pp. 127-133.,

[4] Poulos, H.G. (1982) "Influence of Cyclic Loading on Axial Pile Response". 2nd Int. Conf. Num. Meths. in Offshore Piling, Austin, pp. 419-440.

[5] Poulos, H.G. (1989). "SCARP USERS'S MANUAL". Centre for Geotechnical Research. The University of Sydney.

[6] Puech, A. (1982). "Basic Data for the Design of Tension Piles in Silty Soils", Proc. 3rd BOSS Conference, Boston, Mass. Vol. 1, pp. 141-157.

[7] Puech, A., Boulon, M. and Meimon, Y. (1982), "Tension Piles: Field Data and Numerical Modelling", Proc. 2nd Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling, Austin, Texas, USA, pp. 293-312.

[8] Puech, A., Po, S., Benzaria, O., Le Kouby, A., Rocher-Lacoste, F., (2011), "Cyclic loading of instrumented test piles: the SOLCYP project", 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Athens, Greece. To be published.

Annexe AIII-3 : BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2012), "Cyclic axial load tests on driven piles in overconsolidated clay", 7th International Conference on Offshore Site Investigation and Geotechnics, London.

CYCLIC AXIAL LOAD TESTS ON DRIVEN PILES IN OVERCONSOLIDATED CLAY

Omar Benzaria
Fugro-France and IFSTTAR, Paris, France

Alain Puech
Fugro-France, Nanterre, France

Alain Le Kouby
IFSTTAR, Paris, France

Abstract
As part of the French national research project SOLCYP, an extensive series of static and cyclic axial pile load tests has been carried out in the overconsolidated Flandrian clays from northern France (Merville experimental site). Tests were performed on 4 driven closed-ended pipe piles (with a depth of 406mm, length of 13m and wall thickness of 15mm); 4 bored piles; and 2 screwed piles (with a depth of 420mm and length of 13m). All piles were instrumented with retrievable extensometers for measuring the load distribution along the pile wall. The paper describes the context of the pile tests and presents preliminary static and cyclic test results obtained on the driven piles. The example of pile B4 under one-way tension loading is taken to illustrate the type and quality of data acquired.

1. Introduction

1.1 Background

Cyclic axial and lateral loading on offshore, nearshore and onshore structures may be essentially of environmental (e.g. wave, wind) or industrial origin. Loading histories include a large variety of loading modes (e.g. tension, compression, one-way, two-way), cycle amplitude and frequencies.

A keynote paper in these conference proceedings by Jardine et al. (2012) presents the potential effects of cyclic loading on the response of offshore piles. Practical engineering methods in use in the offshore industry (oil and gas, windfarms) are reviewed. Key aspects that are of interest to the pile designer are as follows: *(i)* the potential reduction on the ultimate axial capacity; *(ii)* the number of load cycles of a given load that the pile can sustain before cyclic failure; and *(iii)* the evolution of displacements of the pile head during cyclic loading (pile stiffness).

In the building and civil engineering domain, the effects of cyclic loading on foundation piles are poorly understood and largely ignored in practical design. Professional standards and regulations provide limited guidance for designing piles under cyclic loading.

1.2 The SOLCYP project

SOLCYP is an ongoing research and development project launched in 2008 in France with the objective of understanding the physical phenomena conditioning the response of piles subject to vertical and horizontal cyclic loads. It also aims to develop advanced design methods and initiate pre-normative actions, with a view of introducing the proposed methodology in national and international codes or professional standards. Project objectives and technical content are detailed in a companion paper by Puech et al. (2012) in these conference proceedings. As part of this project, a series of static and cyclic axial pile load tests is being conducted on two experimental sites: Merville (over-consolidated clay) and Dunkirk (dense sand).

1.3 Scope of paper

This paper refers to the field tests conducted at the Merville site. A large volume of data has been gathered that is still under interpretation. The objective of this paper is mainly to describe the experimental context and the testing philosophy, rather than entering into a detailed interpretation of the effects of cyclic loads. Results of axial static load tests performed on the driven piles are presented. Pile B4, a closed-ended steel pile installed by driving and subject to one-way tension loads, is used to illustrate the type and quality of data acquired.

2. Description of Field Tests at Merville

2.1 Soil conditions

The experimental site is located at Merville, France, and the soil is composed of a thin cover of silty materials overlaying the Flandrian clay formation. The Flandrian clay was deposited during the Ypresian period (beginning of Eocene) in a marine gulf extending over the north of France, Belgium and the southeast of England. It is geologically equivalent to Boom clay and London clay, and exhibits very similar physical and mechanical properties (Josseaume, 1998; Mengé, 2001; Bond and Jardine, 1991). A water table fluctuates within the upper silts according to seasons. At the time of tests the water level was at 2m below ground level (BGL). It is difficult to assess a water level in the highly impermeable and micro-fissured Flandrian clay, as piezometric measurements give unconsistent information.

The Flandrian clay is encountered at about 3.5m BGL. Between 3.5m and 7.0m, the clay is weathered and highly fissured. The first series of laboratory tests conducted on clay samples recovered at the pile locations indicates water contents of 30–35%, slightly lower than the plasticity limit. The liquid limit and the plasticity index are high ($w_L \approx$ 90–100%, and $Ip \approx$ 45–55%). This high plasticity is consistent with the composition of the clay fraction (about 50% montmorillonite).

At the end of the Pleistocene , the surface of the soil was probably some 200m above the present level. The overconsolidation ratio determined from high-pressure oedometer tests (Josseaume, 1998) is of the order of 6.

The undrained shear strength profile at the test location, as shown on Figure 1, is derived from:

- piezocone cone penetration tests (CPTU), assuming a N_{kt} factor of 20 (where $N_{kt} = (q_t - \sigma_{vo}) / Su$);
- Menard pressuremeter tests (PMT), applying the correlation (Su) of $Pl^*/12+30$ proposed by Amar and Jezequel (1998) where:
  - Su is the undrained shear strength, and
  - Pl^* is the net limit pressure;
- available results of unconsolidated-undrained (UU) and consolidated isotropic undrained (CIU) triaxial tests.

Previous tests carried out on the Flandrian clay disclosed reasonably similar values (Josseaume, 1998; Borel and Reiffsteck, 2006). Additional information on effective strength parameters and shear moduli of the Merville clay can be found in Canepa et al. (2002) and Ferber and Abraham (2002). Further testing is ongoing.

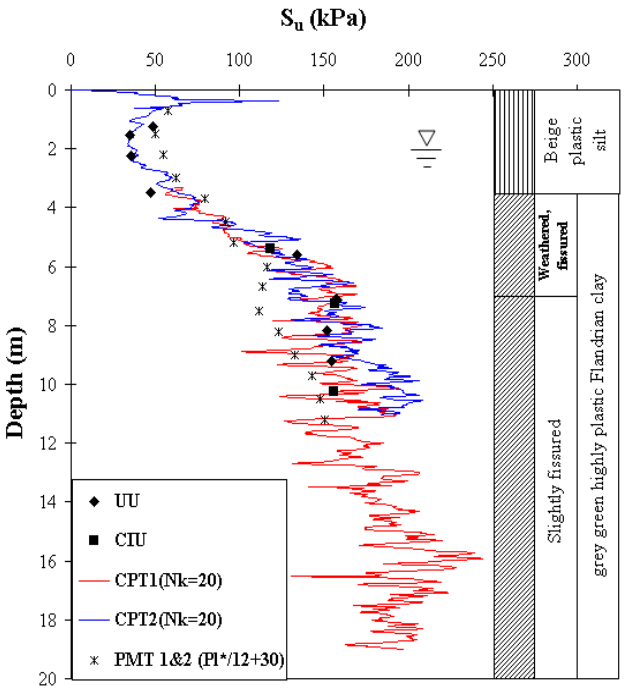


Figure 1: Summary of soil conditions at Merville pile test location

2.2 Piles tested

Ten test piles and 13 reaction piles were installed in March 2011 at the Merville site. The test piles include:

- 4 closed-ended tubular steel piles (B), 406mm in diameter and 13m in length. The piles were installed in 4m prebored holes, then driven to target depth with a IHC 30 hydraulic hammer;
- 4 bored piles, 420mm in diameter and 13m in length. They were augered and grouted; and
- 2 screwed piles, 420mm in diameter and 13m in length.

Only the driven steel piles (B) are considered in this paper.

2.3 Load testing programme

The piles were tested in the period May–June 2011. The programme included reference static, rapid static and cyclic axial load tests.

2.3.1 Reference static load test

The load was applied in accordance with the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE, 1985)

recommended procedure and in conformity with the French standard for static load (Association Française de Normalisation (AFNOR), 1999). The load was applied in 10 increments of 1hr each. The test was stopped when the pile head displacement reaches 10% of the pile diameter (about 40 mm). The objective of this test was to establish a reference static capacity (Q_r) for each type of pile in compression and tension.

2.3.2 Rapid static load test

This test is similar to the reference static load test, but the load is maintained only 3mins per increment. The rate of loading is then 20 times more than in the reference test. The test is stopped as soon as a rapidly increasing pile head displacement is observed to preserve the pile for further testing. The purpose of this test is to: *(i)* assess the effect of the rate of loading on the bearing capacity of the piles; and *(ii)* serve as a convenient tool to assess the static capacity after selected sequences of loading (e.g. post cyclic capacity).

2.3.3 Cyclic load test

Cyclic load tests were composed of series of cycles of constant load amplitude. Each series is defined by the following: the average load (Q_{av}); the cyclic load amplitude (Q_c); the frequency (f); and the number of cycles (N) (see also Figure 2). Cyclic loads were applied with a computer-controlled cyclic jack capable of applying sinusoïdal cyclic loads up to 100 tons and at frequencies up to 1Hz. The majority of the tests were done at 0.5Hz.

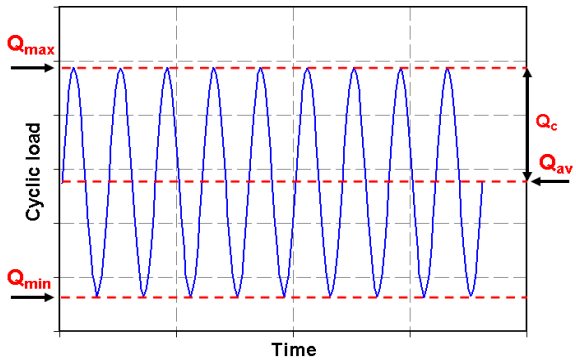


Figure 2: Parameters describing the cyclic load

A large range of load histories were applied, including series of small amplitude cycles and great number of cycles (N > 10 000), and series of large amplitude cycles leading to cyclic failure after a small number of cycles. Cyclic failure was obtained on virgin piles, or on piles already submitted to static or cyclic load histories. Three great types of cyclic loading modes were carried out: one-way cyclic tests in compression; one-way cyclic tests in tension; and two-way cyclic tests (see Figure 3).

Figure 3: Two-way pile load test set up at Merville

2.4 Instrumentation

Piles were instrumented and monitored during driving (Figure 4b). Results are not discussed here.

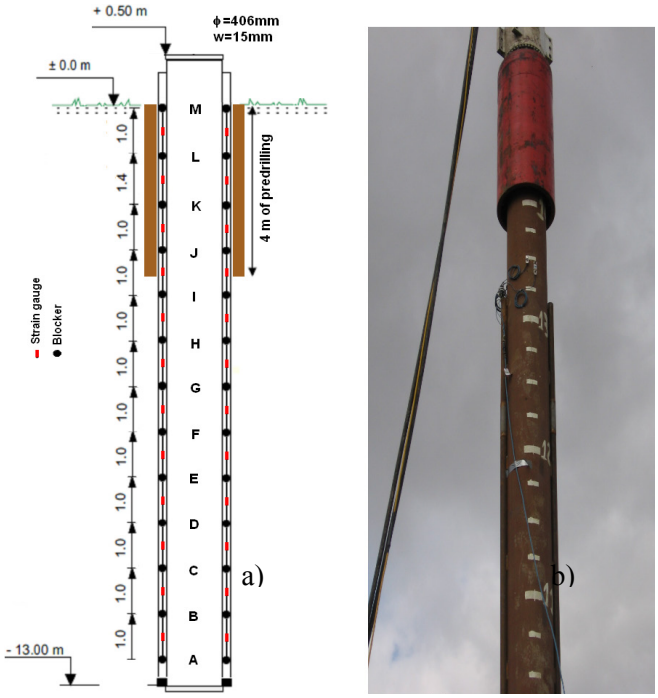


Figure 4: (a) Location of retrievable extensometers; and (b) view of instrumented pile during driving.

All piles were instrumented with Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) retrievable extensometers (Rocher-Lacoste et al., 2011). On driven steel piles, two columns of extensometers were installed in two 54mm tubes positioned diametrically opposite from each other and welded to the outside of the pile wall (Figure 4a). The system provides the load distribution in the pile metre by metre. This allows for the calculation of the skin friction and end

bearing mobilisation at any time of the loading sequence. Previous tests had demonstrated the reliability of the retrievable extensometers under cyclic loading.

3. Static Test Results on Driven Steel Piles

3.1 Static reference capacity

Static reference load tests were carried out two months after pile installation. Figure 5 shows the pile head displacements of piles B1 and B3 during the reference load tests (S1) in compression and tension, respectively. In both cases, test S1 is applied on a virgin pile.

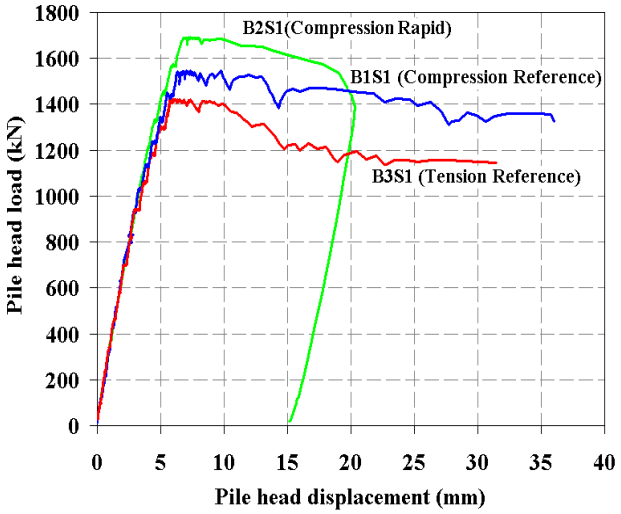


Figure 5: Load-displacement response of three driven piles under first static loading (static test on virgin pile)

Both piles exhibit a peak capacity for a pile head displacement of 6mm (about 1.5% of pile diameter). The post-peak behaviour is the result of:

- **compression**: strain-softening of the ultimate skin friction and progressive mobilisation of the end-bearing. At peak the end bearing capacity mobilised is only in the order of 120kN (approximately 8% of peak resistance); and
- **tension**: strain-softening of the ultimate skin friction and progressive loss of the suction below the pile toe. At peak the suction mobilised is about 150kN (approximately 10% of peak resistance).

Assuming that for a pile tip displacement of 5% of pile diameter (which corresponds to about 20mm of pile tip displacement, or 26mm of pile head displacement), most of the end bearing capacity is mobilised. However, the suction below the base has decreased to a negligeable value, and the difference between the pile head loads (about 230kN) can be interpreted as the full end bearing capacity (Qp) which can be written as:

$$Qp = Su.Nc.Ap \quad (1)$$

where Ap = 0.13 m^2 and Su = 170kPa at 13m BGL. This would lead to a reasonable Nc factor of 10.4. The static reference pile capacity has been taken as 1427kN in tension and 1545kN in compression.

In the pre-peak domain, very small displacements are observed during the 1hr constant load phases, even at high loading levels. This is emphasised in Figure 6 presenting the rate of displacement of the piles for each load increment. The conventional creep load is very close to the ultimate load.

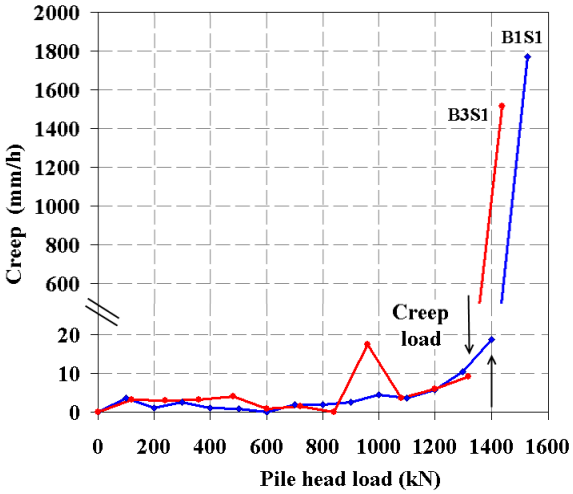


Figure 6: Determination of creep load for piles B1 and B3

3.2 Rate effect

The pile head displacements of pile B2, subjected to a rapid load test S1 (also on virgin pile), is shown for comparison in Figure 5. There is clearly an increase in pile capacity of about 9–10%. This result is consistent with preliminary results of triaxial tests with variable shearing rates performed on the Merville clay, which show an isotach response of the material and an increase in shear strength of about 8% per log cycle. Loading rate effects on pile capacity in clay have been mentioned by several authors (e.g. Kraft et al., 1981; Karlsrud and Haugen, 1985).

3.3 Shaft friction

The axial load (Q_n) in each pile element (n) can be calculated as follows:

$$Q_n = \xi_n E_n S_n \quad (2)$$

where E_n is the elastic modulus of pile element; S_n is the cross-sectional area of pile element; and ζ_n is the axial strain in pile element (from strain gauge). Fig-

ure 7 presents a typical axial load distribution for pile B4 and different load steps of tension static test S1.

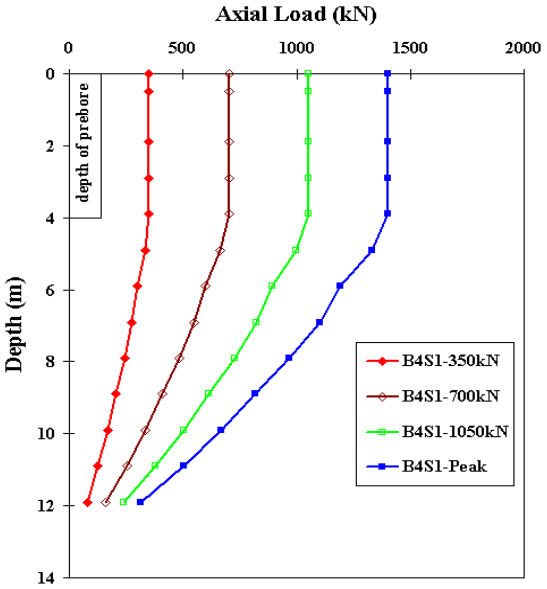


Figure 7: Axial load distribution for static test B4S1

The skin friction (F_n) on each pile section can be obtained:

$$F_n = \frac{Q_{n-1} - Q_n}{\pi D_n L_n} \quad (3)$$

where L_n is the length of pile element, and D_n is the diameter of pile element. Figure 8 presents the skin friction at three selected levels down the pile under the peak of static loading for test B4S1. The friction at level I (z = 4.4m) in the upper part of the pile indicates initiation of strain-softening, followed by shear stress reversal at pile rebound during unloading.

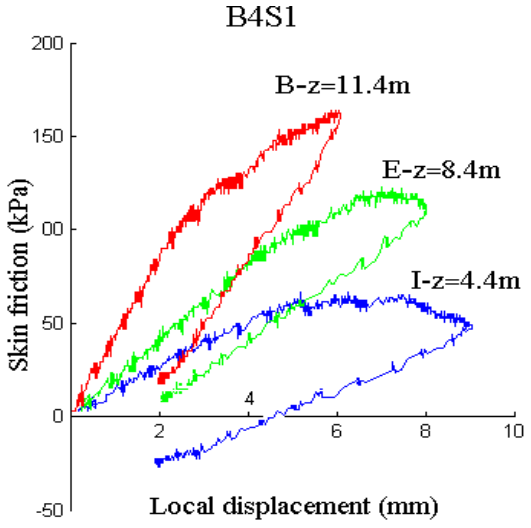


Figure 8: Typical skin friction mobilisations obtained under tensile static loading (pile B4 – rapid test S1)

4. Typical Cyclic Test Results on Tension Pile B4

4.1 Load history of pile B4

The case of pile B4 is taken to illustrate typical results obtained under cyclic loading. Over a 68-day period from the end of driving, the pile was subjected to series of static and cyclic axial pile loads, as summarised in Table 1.

Table 1 : Loading sequences applied to driven pile B4

Tests	Type	Date	f (Hz)	Q_m (kN)	Q_c (kN)	No. of cycles
	Driving	14/03/11				
B4C1	Cyclic	20/06/11 14:55	0.5	500	490	3000
B4S1	Rapid static	20/06/11 17:38	–			
B4S2	Very rapid	20/06/11 18:20	–			
B4S3	Rapid static	20/06/11 18:25	–			
B4C2	Cyclic	21/06/11 10:00	0.5	500	485	94
B4S4	Rapid static	21/06/11 10:20	–			

4.2 Overall load-displacement behaviour

The cumulative load-displacement response of pile B4 to the series of loading sequences is shown in Figure 9.

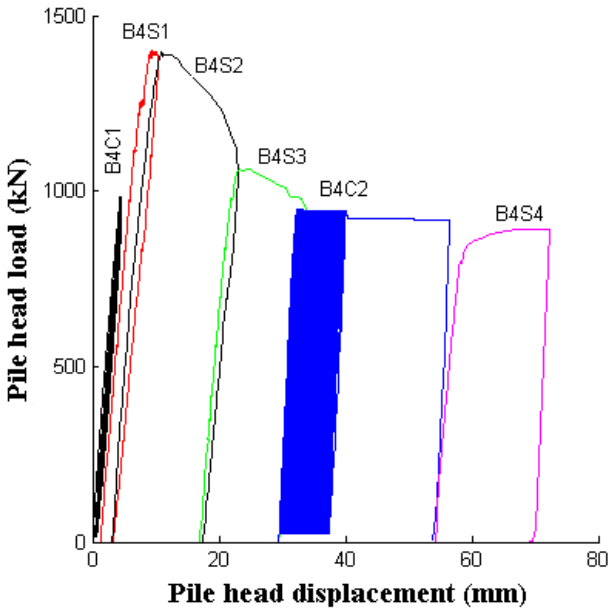


Figure 9: Cumulative load-displacement response of pile B4 under the overall loading sequence

The first sequence of loading (B4C1) applied to the virgin pile consisted of large amplitude cycles, corresponding to the maximum capacity of the jack. With reference to the ultimate capacity measured on pile B3 (Q_u = 1427kN), the loading sequence was characterised by Q_{av} = 35% Q_u, and Q_c = 34.3% Q_u. After 3000 cycles, no significant movement of the pile head could be observed. The pile was then subjected to a rapid static test (B4S1). The test was stopped for a pile head displacement of 6mm corresponding to the displacement at failure in reference test B3S1. A load of 1394kN was reached that is consistent overall with the reference capacity of pile B3 (Q_u = 1427kN). No clear effect of the rate of loading (as pointed out in section 3.2) was visible.

A very rapid monotonic test (B4S2) was immediately applied to the pile. The load was continuously increased to reach failure in about 3mm. A maximum load was registered at 1395kN followed by a brittle failure of the pile that experienced a head displacement of about 13mm in 19sec. Simultaneously, the capacity dropped to about 1039kN. A second rapid static test (B4S3) confirmed the 25.7% loss in reference capacity (Q_u = 1060kN at peak). A post-peak displacement of 6mm was experienced, accompanied by an additional loss in capacity (980kN at end of test).

About 15hr later, the pile was submitted to a cyclic load series B4C2 similar to B4C1. The maximum cyclic load (Q_{max}) was close to the ultimate capacity at the end of rapid static test B4S3. The pile failed in cyclic mode after 94 cycles. At failure the monitoring system was unable to control displacements until the safety mechanism stopped the oil feeding. This resulted in an additional displacement of the pile head of about 17mm, but without any significant loss in resistance capacity. Immediately after, a rapid post-cyclic static test (B4S4) was performed. The resistance increased gently to a maximum value of about 875kN without any sign of strain softening. The loss in capacity due to the cyclic sequence was about 9%. Further cyclic series (not shown here) were applied to the pile, resulting in additional degradation of the ultimate capacity. Brittle post-cyclic response was no longer observed.

4.3 Preliminary interpretative considerations

The response of pile B4 to the series of applied loading sequences indicates a brittle failure mode with a rapid post-peak decrease in capacity by around 30%. This presents some similarity with the results obtained by Bond and Jardine (1991) in the Canons Park tests performed in London clay. Bond and Jardine (1995) later recommend interpreting results in the framework of an effective stress analysis, and conclude that 'shaft capacity is controlled by slippage along discontinuities in the soil', which are created next to the pile skin by pile installation and 'dominate the pile's subsequent behaviour'. The angle of interface friction that can be mobilised is controlled by the degree of particle orientation (function of pile installation mode) and decreases from a peak to post-peak ultimate value. Specific laboratory testing is ongoing to fully characterise the mechanical behaviour of the Flandrian clay and provide sound data for interpreting the results.

4.4 Pile cyclic stiffness

The pile head cyclic stiffness can be defined as:

$$K_c = \frac{Q_{\max} - Q_{\min}}{D_{\max} - D_{\min}} \quad (4)$$

where D is the pile head displacement.

The pile head displacements over the 3000 cycles of the B4C1 series are shown in Figure 10. The hysteresis loop is remarkably stable, and the cyclic stiffness remains constant at K_c = 356kN/mm. The pile head displacements corresponding to series C2 are illustrated in Figure 11. Moderate permanent displacements are generated during the first 57 cycles, where an acceleration in pile head movements is observed. The hysteresis loop increases progressively in size, and the pile fails suddenly after 94 cycles, resulting in a cumulated permanent displacement of about 8mm (about 2% of pile diameter).

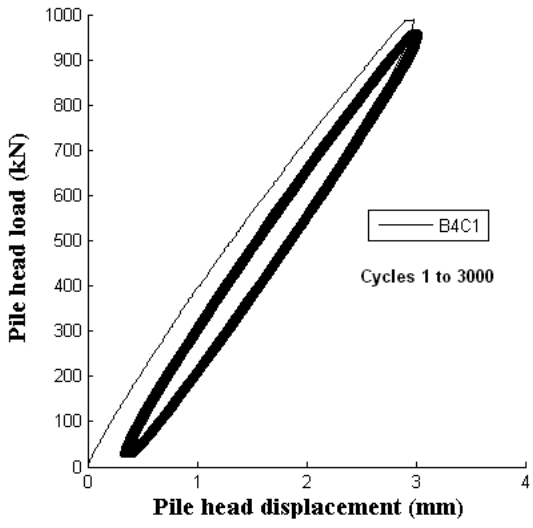


Figure 10: Load-displacement response of pile B4 under cyclic test C1 (N = 3000)

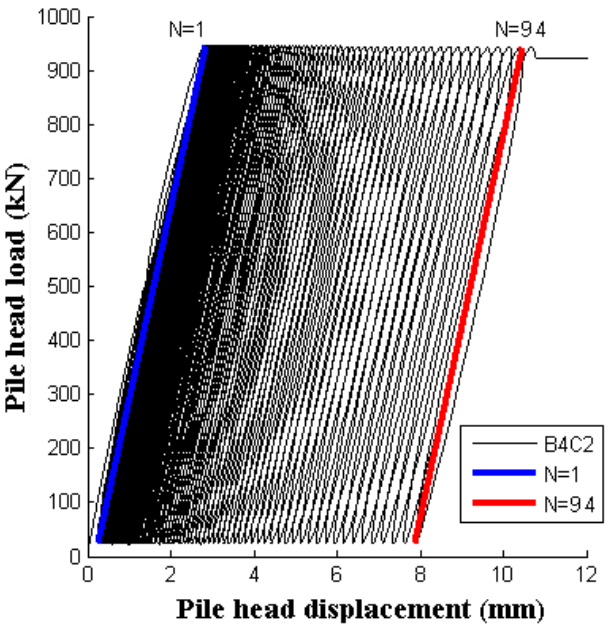


Figure 11: Load-displacement response of pile B4 under cyclic test C2 (cyclic failure at N = 94)

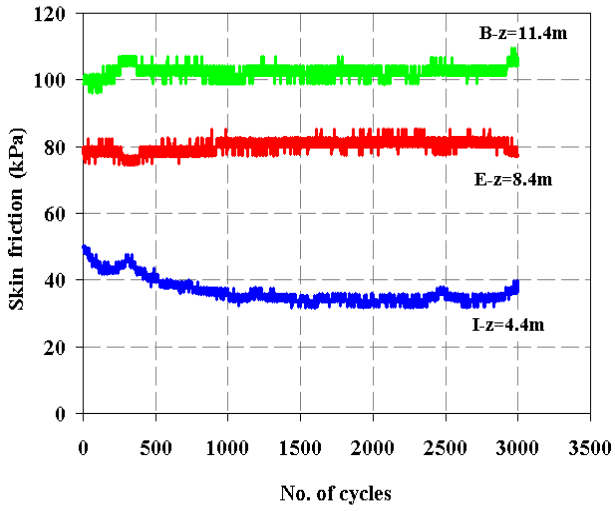


Figure 12: Typical evolution of maximum skin friction with number of cycles (pile B4, test C1)

A noticeable result is that the cyclic stiffness remains stable over the entire sequence at a value (K_c = 350kN/mm) that is quasi-identical to test C1. Similar findings were reported by McAnoy et al. (1982) for the cyclic tests carried out in the Tilbrook Grange glacial tills.

4.5 Skin friction under cyclic loading

Figure 12 presents a typical example of the evolution of the maximum skin friction mobilised during test C1 at three different levels. At 4.4m penetration, the ultimate value of the static skin friction is mobilised under the first cycles of the applied maximum cyclic load. A progressive degradation of the maximum skin friction with the number of cycles is visible. Stabilisation seems to occur after 1500 cycles. As the pile is far from its ultimate capacity, the loss in skin resistance resulting from the skin friction degradation in the upper portion of the pile is compensated by a (slight) increase in skin friction mobilisation in the lower portions of the pile.

5. Conclusions

As part of the SOLCYP project, an ambitious programme of cyclic axial loading has been performed on field-scale driven, bored and screwed piles installed at Merville in the Flandrian overconsolidated clays of northern France. This paper is limited to a general overview of the field test conditions and preliminary results obtained on the 4 closed-ended steel pipe piles (406mm in diameter and 13m in length). Under static loading, the failure is brittle, with a rapid post-peak decrease in capacity by around 30%. This behaviour is expected to be in relation with the mechanical properties of the overconsolidated Flandrian clays and the mode of installation (driving). Further work is required to provide an explanation of the field test data.

Extensive series of cyclic load tests have been applied on the instrumented piles. They include tests: *(i)* on virgin piles as well as on prefailed piles; and *(ii)* with a high number of moderate amplitude cycles (N > 10 000), or those leading to failure under a moderate number of cycles. The database is of good quality and provides accurate measurements for assessing both the overall response of the pile (pile head stiffness) and local pile-soil interactions (skin friction mobilisation). A particular effort will be devoted to the derivation of skin friction degradation laws and construction of *t-z* curves appropriate to simulate the local response of clay-pile interfaces under cyclic loading.

Acknowledgments

Results presented in this paper have been obtained within the framework of the French 'Projet National SOLCYP'. SOLCYP is a joint industry project dedicated to the behaviour of piles submitted to cyclic loading. The project, driven by IREX, involves 12 contracting or consulting companies of the civil engineering sector, and 6 university and research laboratories. The project is funded by the partners, Agence Nationale de la Recherche; Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable, des Transports et du Logement; and Fédération Nationale des Travaux Publics. The authors are indebted to the partners for granting permission to publish the results.

References

Amar S and Jezequel JF. (1998). Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction,* fascicule C220.

Association Française de Normalisation (AFNOR). (1999). NF P 94-150-2 Norme Française. Sols: Reconnaissance et Essais – Essai statique de pieu sous effort axial – Partie 1: en compression et Partie 2: en traction.

Bond A and Jardine R. (1991). Effects of installing displacement piles in a high OCR clay, *Geotechnique* **41**: 341–363.

Bond A and Jardine R. (1995). Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique* **45**: 3–23.

Borel S and Reiffsteck P. (2006). Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Géotechnique et Risques Naturels,* LCPC, GT81.

Canepa Y, Borel S and Deconinck J. (2002) Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation à partir d'essais en place, *C.R. Symposium International PARAM 2002*, Paris, Presses de l'ENPC Ed, 25–32.

Ferber V and Abraham O. (2002) Apport des méthodes sismiques pour la détermination des modules élastiques initiaux: application au site expérimental de Merville. *Compte Rendu Symposium International PARAM 2002*, Paris, Presses de l'ENPC Ed, 25–32.

International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). (1985). Axial pile loading test – part 1: static loading. *Geotechnical Testing Journal* **8**.

Jardine R, Puech A and Andersen K. (2012). Cyclic loading of offshore piles: potential effects and practical design. In: *7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics: Integrated Geotechnologies – Present and Future*. London: Society for Underwater Technology (SUT).

Josseaume H. (1998) Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et à Calais. *Revue Française de Géotechnique* **84**: 3–26.

Karlsrud K and Haugen T. (1985). Behaviour of piles in clay under cyclic axial loading - results of field model tests. *Proc. Behaviour of OffshoreStructures,* BOSS'85, 589–600.

Kraft LM, Cox WR and Verner EA. (1981). Pile load tests: cyclic loads and varying load rates. *Journal of Geotechnical Engineering* **107**: 1–19.

McAnoy RPL, Cashman ACE and Purvis D. (1982). Cyclic Tensile Testing of a Pile in Glacial Till. *2nd Int. Conf. Num. Meth. in Offshore Piling,* Austin, 257–291.

Mengé P. (2001) Soil investigation results at Sint-Katelijne-Waver (Belgium). *Proc. Symposium on Screw Piles*, Brussels: Balkema, 19–62.

Puech A, Canou J, Bernardini C, Pecker A, Jardine R and Holeyman A. (2012). SOLCYP: a four-year joint industry project on the behaviour of piles under cyclic loading. In: *7th Int. Conf. on Offshore Site Investigations and Geotechnics : Integrated Geotechnologies – Present and Future.* London: SUT.

Rocher-Lacoste F, Dudouyt F and Le Kouby A. (2011). Méthode d'essais N° 68 – Essai statique de pieu isolé instrumenté avec la technique de l'extensomètre amovible sous charge axiale. Paris : LCPC/IFSTTAR.

Annexe AIII-4 : BENZARIA O., LE KOUBY A., PUECH A., (2013), " Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile surconsolidée des Flandres" 18éme Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique qui se tiendra à Paris en Septembre 2013.

Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile surconsolidée des Flandres

Cyclic axial load tests on bored piles in overconsolidated Flanders clay

O. Benzaria
Fugro GeoConsulting, Nanterre, France - IFSTTAR, Paris, France

A. Puech
Fugro GeoConsulting, Nanterre, France

A. Le Kouby
IFSTTAR, Paris, France

RÉSUMÉ : Dans le cadre du projet national SOLCYP, quatre pieux forés instrumentés ont été installés dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres. Ces pieux de 13 mètres de fiche et 420mm de diamètre ont été soumis à des séries d'essais de chargements statiques et cycliques axiaux. Cette communication présente les principaux résultats des essais statiques conventionnels et des essais cycliques en compression répétés et alternés.

ABSTRACT: As part of the national project SOLCYP, four bored piles were installed in the high OCR Flanders clay. The 13m long, 420mm diameter instrumented piles were submitted to extensive series of static and cyclic load tests. This paper presents key results from conventional static tests and cyclic one-way and two-way tests in compression.

MOTS-CLES: SOLCYP, pieux forés, argile surconsolidée, chargements cycliques.

KEYWORDS : SOLCYP, bored piles, overconsolidated clay, cyclic loading

1 INTRODUCTION

Le projet national SOLCYP (Puech et al., 2012) a pour objectif principal le développement d'une méthodologie pour le dimensionnement des pieux soumis à des chargements cycliques. Dans ce cadre, des essais sur pieux réels ont été conduits sur deux sites expérimentaux du Nord de la France: le site de Merville constitué d'argile des Flandres et le site de Loon-Plage constitué de sable dense. Sur le site de Merville ont été installés quatre pieux métalliques battus, quatre pieux forés et deux pieux vissés moulés.

Un précédent article (Benzaria et al., 2012) était consacré à la description du contexte expérimental et à la présentation des résultats obtenus sur les pieux battus. Cette communication présente les résultats des essais statiques et cycliques exécutés sur les pieux forés.

2 ARGILE DES FLANDRES

Le site expérimental se situe sur la commune de Merville (59) dans le Nord de la France. Il se caractérise par une couverture de limons sableux à argileux de 3,5m d'épaisseur dans lequel fluctue la nappe phréatique (-2m environ lors des essais) sous laquelle on rencontre la formation d'argile des Flandres, particulièrement homogène sur toute la zone, et d'une puissance de 40m environ.

L'argile des Flandres, géologiquement comparable à l'argile de Londres et à l'argile de Boom, s'est déposée il y a 50 millions d'années (Eocène) dans un golfe marin qui couvrait toute la zone Nord de la France, de la Belgique et du Sud Est de l'Angleterre. Elle a été recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pleistocène supérieur. Le niveau du sol se situait alors probablement à 200m au-dessus du niveau actuel. Les formations sus-jacentes se sont érodées. Le processus d'érosion a été suivi au Quaternaire par le dépôt d'alluvions du Flandrien. Le matériau a été soumis a des cycles de chargement/déchargement et à des processus périglaciaires qui associés à des phénomènes de cimentation chimique et de vieillissement ont fortement conditionné son degré de surconsolidation (OCR) apparent (Josseaume, 1998)

L'argile des Flandres présente des caractéristiques voisines de celles des argiles de Londres et de Boom (Borel et Reiffsteck, 2005) :

- faible teneur en eau (de l'ordre de 30%)
- forte plasticité (IP voisin de 50)
- forte fissuration notamment au-delà de 5m de profondeur

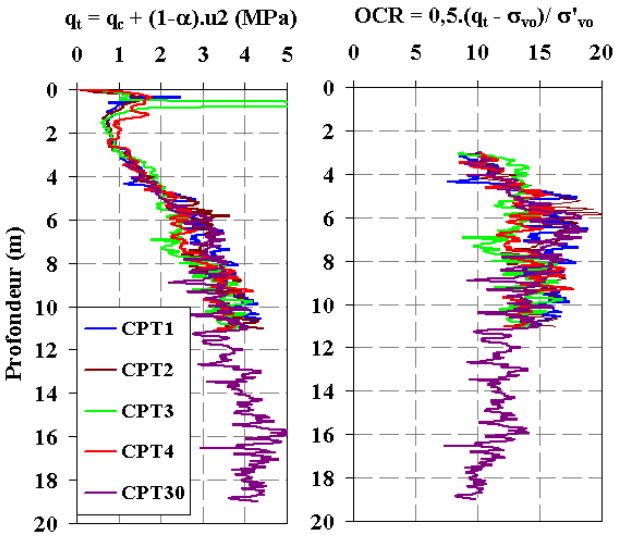


Figure 1. Profils de résistance au cône q_t et OCR sur le site de Merville

Une campagne spécifique d'investigations a été réalisée au droit du plot d'essais comportant des essais au piezocône (CPTU), des essais au pressiomètre Ménard (PMT), des

carottages continus et une série d'essais de laboratoire sur carottes.

L'OCR a été estimé à partir du C PT et de la relation de Mayne (1991) : OCR = k. $(q_t-\sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ avec k=0,5. Le facteur k est fonction du type de matériau. La valeur de 0,5 a été retenue car elle donne des valeurs d'OCR compatibles avec l'épaisseur de surcharge supposée et le gradient de $q_n = q_t-\sigma_{v0}$ dans l'argile profonde (au-delà de 8m). A noter que pour l'argile de Londres, Powell et al., 1989 suggèrent des valeurs de k supérieures à 1.

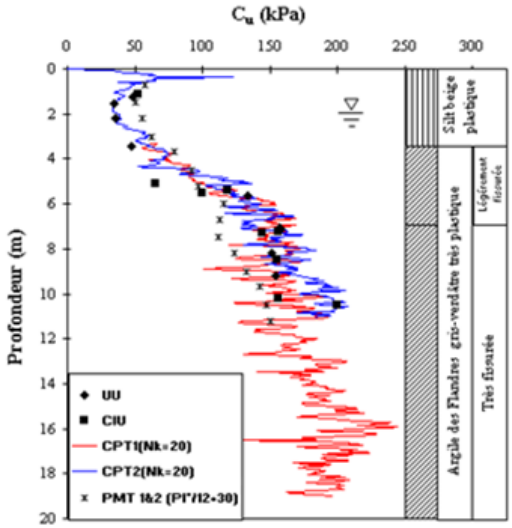


Figure 2. Conditions de sol au niveau du plot d'essais de Merville

Les essais triaxiaux de type UU (non consolidé, non drainé) ou CIU (consolidé isotropiquement, non drainé) montrent des ruptures prématurées de type fragile, caractéristiques de ce type d'argile plastique fissurée et fortement surconsolidée. La rupture se caractérise par la formation de plans de cisaillement contenant des particules réorientées, comme noté par Bond et Jardine (1991). Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée Cu sont corrélées à la résistance au cône par un facteur N_{kt} élevé, [$N_{kt}= (q_t - \sigma_{vo})$ /Cu =20], compatible avec la nature du matériau. Les valeurs de pression limite pressiométrique nette sont assez bien reliées à Cu par la relation d'Amar et Jezequel (1998) : Cu = p_l*/12+30, avec Cu en kPa et pl* en MPa

3 INSTALLATION ET CHARGEMENT DES PIEUX

Les quatre pieux sont géométriquement identiques (D=420mm, fiche 13m). Ils ont été exécutés à l'aide d'une tarière à axe creux vissée dans le sol sans extraction notable de matériau (Figure 3a) puis extraite sans dévissage tandis que le béton est injecté simultanément par l'axe creux. La partie basse est munie d'un manchon télescopique. Les pieux sont équipés d'un train d'extensomètres amovibles de type LCPC introduits dans un tube de réservation positionné entre les armatures (Figure 3b).

Les pieux ont été testés deux mois après leur mise en place. Les programmes de chargement comportaient des essais statiques de référence à paliers d'une heure selon la norme NF P 94-150 (1999), des essais de chargement rapides (réduction des paliers à 3mn) et des essais de chargement cycliques axiaux de type répété ou alterné. Une description plus précise des dispositifs (Figure 4) et modes de chargement est indiquée dans (Benzaria et al., 2012).

La caractérisation complète d'un chargement cyclique suppose la définition des paramètres suivants :

Q_m: valeur moyenne de la charge sous chargement cyclique,

Q_c : demi-amplitude du chargement cyclique,

Q_{max}: charge maximale ($Q_{max} = Q_m + Q_c$)

N : nombre de cycles (les essais ont été conduits à la rupture ou à grand nombre de cycles N>1000)

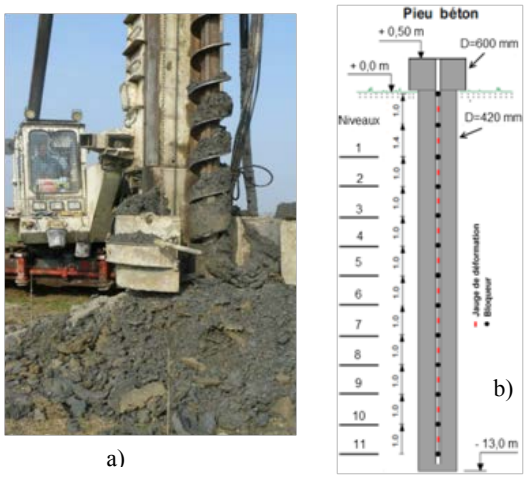


Figure 3. Pieux forés a) tarière à axe creux. b) schéma d'instrumentation à l'aide d'extensomètres amovibles de type LCPC.

Figure 4 : Dispositif de chargement des pieux en compression.

f : fréquence des cycles (en général 0,5Hz)

Q_u : capacité statique ultime selon le mode considéré.

L'essai est dit répété si $Q_c < Q_m$ et alterné si $Q_c > Q_m$.

4 ESSAIS STATIQUES

La Figure 5 montre la courbe charge-déplacement en tête obtenue pour l'essai statique de référence sur le pieu F1, vierge de tout chargement, ainsi que la courbe de fluage représentant la vitesse de déplacement du pieu lors de chaque palier de chargement.

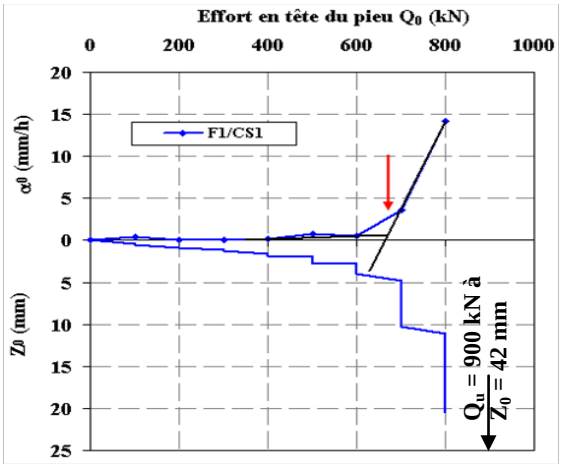


Figure 5. Courbe charge-déplacement en tête et courbe de fluage obtenues pour l'essai statique de référence sur le pieu F1.

On note :
- une rupture de type ductile (contrairement aux observations de Benzaria et al., 2012 sur le pieu battu) ;
- une entrée du pieu en grands déplacements pour un déplacement en tête de l'ordre de 3% du diamètre. La charge de rupture Q_{uc} conventionnelle pour 10% de déplacement de la tête peut être extrapolée avec confiance à 900kN ;
- une charge de fluage Q_F nette vers 670kN soit Q_F/Q_{uc} # 0,75.

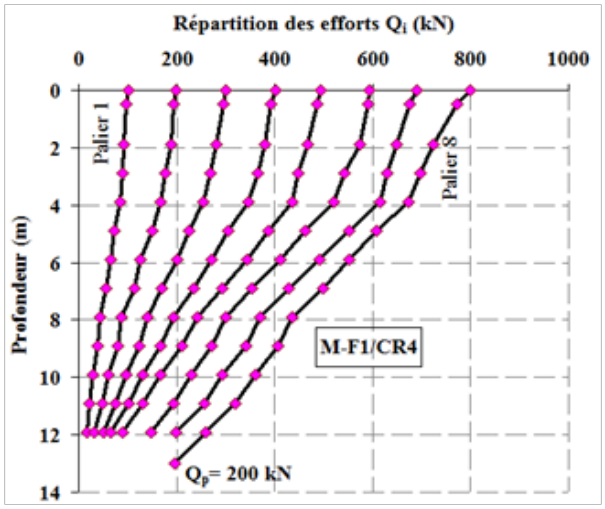


Figure 6. Distributions des charges obtenues pour l'essai statique de référence sur le pieu F1.

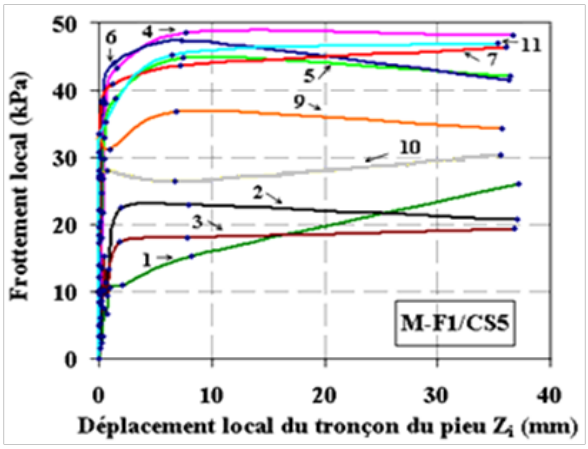


Figure 7. Courbes locales de mobilisation du frottement latéral obtenues pour l'essai statique de référence sur le pieu F1.

Les mesures extensométriques ont permis de déterminer la distribution des charges le long du pieu (Figure 6) ainsi que les courbes locales de mobilisation du frottement latéral selon la procédure décrite dans Benzaria et al. (2012). Les courbes locales de transfert de charges (dites aussi courbes t-z) sont données sur la Figure 7. La mobilisation du frottement est très rapide (entre 1 et 2%) du diamètre du pieu. Le caractère ductile de la rupture est confirmé. Les frottements sont modestes (f <50kPa) et très inférieurs à ceu x observés sur les pieux métalliques battus installés sur ce même site.

5 ESSAIS CYCLIQUES

5.1 *Essais cycliques répétés*

La Figure 8 représente la séquence d'essais de chargements réalisés sur le pieu F2. Leurs caractéristiques sont données dans la Tableau 1.

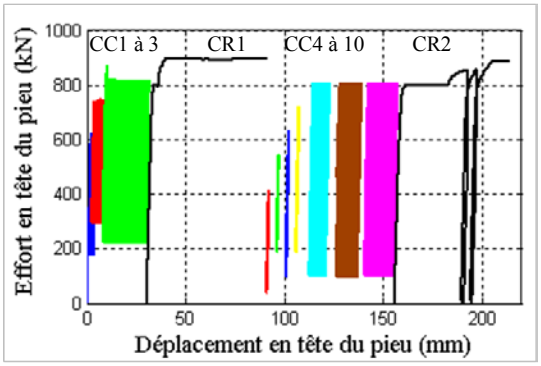


Figure 8. Courbes charge-déplacement en tête obtenues lors d'essais de chargements statiques et cycliques sur le pieu F2.

On observe que :
- le taux de chargement maximal contrôle la réponse du pieu ;
- lorsque ce taux demeure inférieur à un seuil critique, les déplacements restent non significatifs y compris pour de grands nombres de cycles (N>1000). Les boucles d'hystérésis sont fermées (Figure 9) ;
- lorsque le seuil critique est franchi, le pieu cumule rapidement des déplacements le conduisant vers la rupture Les essais CC3, CC8, CC9 et CC10 ont dépassé 12mm (3%D) de déplacement cyclique permanent considéré comme critère de rupture (Figure 8) ;
- le seuil critique est très voisin de Q_{max}/Q_{uc} =0,9
- les chargements cycliques, y compris lorsqu'ils conduisent à la rupture, n'ont pas significativement affecté la capacité statique du pieu.

Tableau 1 : Caractéristiques des chargements appliqués au pieu F2
C : cyclique R : statique rapide Q_{uc} = 900kN (pieu F1)

Test F2-	**Type**	**Date**	**f** (Hz)	**Q_m / Q_{uc}**	**Q_c / Q_{uc}**	**N**
Installation		16/03/2011				
CC1	C	16/05/2011	0,5	0,50	0,25	3408
CC2	C	17/05/2011	0,5	0,58	0,25	4834
CC3	C	17/05/2011	0,5	0,58	0,33	2021
CR1	R	17/05/2011				
CC4	C	17/05/2011	0,5	0,25	0,20	1013
CC5	C	17/05/2011	0,5	0,40	0,20	1000
CC6	C	17/05/2011	0,5	0,40	0,30	1088
CC7	C	17/05/2011	0,5	0,50	0,30	602
CC8	C	17/05/2011	0,5	0,50	0,40	81
CC9	C	17/05/2011	0,1	0,50	0,40	24
CC10	C	17/05/2011	0,5	0,50	0,40	85
CR2	R	17/05/2011				

La comparaison des essais CC9 et CC10 effectués à mêmes taux de chargement met en outre en évidence un effet de fréquence dans le domaine proche de la rupture : la rupture est accélérée lorsque la fréquence diminue.

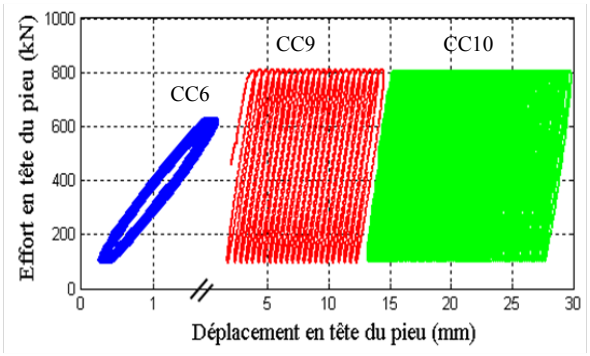


Figure 9. Courbes charge-déplacement en tête obtenues d'essais de chargements réalisés sur le pieu F2.

5.2 *Essais cycliques alternés*

Neuf essais cycliques alternés ont été effectués sur le pieu F3. Les caractéristiques de ces essais sont telles que $Q_m/Q_{uc} < 0,2$ et $0,2<Q_c/Q_{uc}<0,5$. Pour des raisons de montage hydraulique (deux vérins en opposition de phase), il n'a pas été possible d'appliquer une charge maximale Q_{max} supérieure à 0,7 Q_{uc}.

Tous les essais effectués dans ces conditions sont du type stable avec des boucles d'hystérésis fermées comme illustré sur la Figure 10.

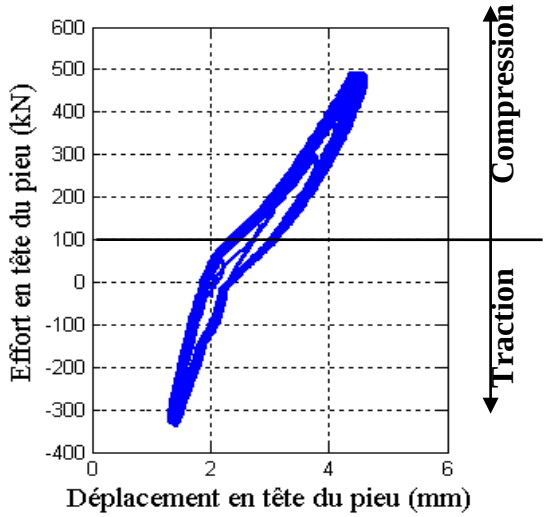


Figure 10, Courbe charge-déplacement en tête obtenue lors de l'essai de chargement CC9 réalisé sur le pieu F3.

5.3 *Notion de stabilité cyclique*

L'ensemble des résultats obtenus en compression pure et en compression alternée (mais également en traction pure et en traction alternée) suggèrent que pour le type de matériau et de pieu considéré il existe deux zones de fonctionnement bien différenciées :

- une zone dans laquelle les chargements cycliques même en grand nombre (N>1000) ont peu d'effet sur le comportement du pieu : accumulation non significative des déplacements permanents, rigidité cyclique constante ;
- une zone dans laquelle le pieu évolue très rapidement vers la rupture.

La zone de stabilité cyclique est étendue mais pourrait être affectée par le caractère répété ou alterné des chargements.

L'analyse complète des résultats et la définition de critères de rupture précis devrait permettre de proposer ultérieurement des diagrammes de stabilité cyclique au sens de Poulos (1988) ou Karlsrud et al. (1986)

6 CONCLUSIONS

On a présenté des résultats d'essais statiques et cycliques en compression pure et alternée effectués sur des pieux forés à la tarière creuse installés sur le site de Merville constitué d'argile surconsolidée des Flandres.

Sous chargement statique la rupture n'est pas fragile contrairement aux observations faites sur les pieux battus. Les frottements mobilisés sont nettement inférieurs (Benzaria et al., 2012).

Il semble exister sous chargement cyclique une zone étendue à l'intérieur de laquelle la stabilité est assurée pour un grand nombre de cycles. Le seuil critique, au moins pour les essais répétés, semble voisin de Qmax/Quc =0.9. Les chargements cycliques, y compris lorsqu'ils conduisent à la rupture, n'affectent pas significativement la capacité statique du pieu.

Un article à cette même conférence (Puech et Benzaria, 2013) analyse le comportement statique des deux types de pieux battus et forés en liaison avec la nature et le comportement mécanique de l'argile des Flandres.

7 REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cette communication ont été acquis dans le cadre du Projet National Français SOLCYP. SOLCYP est un p rojet de recherche sur le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques, regroupant 12 entreprises et bureaux d'études du génie civil et 6 organismes universitaires et de recherche. Il est piloté par l'IREX et financé par les partenaires, l'Agence Nationale de la Recherche, le Ministère de l'Ecologie, du D éveloppement Durable et de l'Energie et la Fédération Nationale des Travaux Publics. Les auteurs remercient les partenaires du pr ojet d'avoir autorisé la publication de ces données.

8 REFERENCES

AFNOR.1999. NF P 94-150-2. Norme Française. Sols: Reconnaissance et Essais – Essai statique de pieu sous effort axial – Partie 1: en compression et Partie 2: en traction.

Benzaria O., Puech A and Le Kouby A. 2012. Cyclic axial load-tests on driven and bored piles in overconsolidated clay, *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London.

Bond A.J. and Jardine R.J. 1991. Effects of installing displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique*, 41(3) 341-363.

Borel S. and Reiffsteck P. 2006. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Géotechnique et Risques Naturels,* LCPC, GT81.

Josseaume H. 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et Calais. Revue Française de Géotechnique, N°84.

Karlsrud, K., Nadim F. and T. Haugen (1986). Piles in clay under cyclic loading: Field tests and computational modeling. Proc., 3rd int. Conf. on Nun. Meth. In offshore Piling, 165-190, Nantes, France, May 1986.

Mayne P.W. 1986. CPT indexing of in situ OCR in clays. Proceedings ASCE Spec. Conf. "In situ 86", Blacksburg, Virginia.

Powell J.J.M., Quaterman R.S.T. and Lunne T. 1989. Interpretation and use of piezocone test in UK. *Proc. Geotechnology Conference: penetration testing in UK, Birmingham,* Thomas Telford, London

Puech A., Canou J., Bernardini C., Pecker A., Jardine R., and Holeyman A. 2012. SOLCYP: a four year JIP on the behavior of piles under cyclic loading. *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London.

Puech A. et Benzaria O. 2013. Effet du mode de mise en place sur la réponse statique de pieux dans l'argile surconsolidée des Flandres. *Proceedings 18th ICSMGE, Paris.*

Annexe AIII-5 : PUECH A., BENZARIA O., (2013), " Effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres" 18éme Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique qui se tiendra à Paris en Septembre 2013.

Effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres

Effect of installation mode on the static behaviour of piles in highly overconsolidated Flanders clay

A. Puech
Fugro GeoConsulting, Nanterre, France
O. Benzaria
Fugro GeoConsulting, Nanterre, France

RÉSUMÉ : Dans le cadre du projet national SOLCYP, des pieux instrumentés ont été installés par battage, forage et vissage dans l'argile surconsolidée des Flandres. Ils ont été soumis à des séries d'essais de chargements statiques et cycliques jusqu'à la rupture. Cette communication est centrée sur la comparaison des capacités ultimes et des frottements locaux obtenus sur les trois types de pieux sous chargements statiques. On s'est particulièrement attaché à montrer l'effet du mode de mise en place et de la nature du matériau sur le comportement des pieux. Les résultats sont comparés aux méthodes prévisionnelles.

ABSTRACT: As part of the French national project SOLCYP, driven, bored and screwed instrumented piles have been installed in the overconsolidated Flanders clay. Piles were submitted to series of static and cyclic load tests to failure. This paper focuses on a comparison of the ultimate capacities and local skin frictions measured on the three types of piles under static loading. The effects of the installation mode and of the nature of the material on the behaviour of the piles are emphasised. Results are compared to prediction methods.

MOTS-CLES: SOLCYP, pieu battu, pieu foré, pieu vissé, capacité statique, argile surconsolidée, argile des Flandres.

KEYWORDS : SOLCYP, driven pile, bored pile, screwed pile, static capacity, overconsolidated clay, Flanders clay.

1 INTRODUCTION.

Le projet national SOLCYP a pour objet essentiel de développer des méthodes de dimensionnement des pieux sous sollicitations cycliques (Puech et al., 2012). Dans le cadre de ce projet des pieux instrumentés ont été installés dans l'argile surconsolidée des Flandres. Trois modes d'installation ont été utilisés: battage, forage et vissage. Les pieux ont ensuite été soumis à des séries d'essais de chargement de type statique conventionnel et de type cylique à charge moyenne et amplitude variables. Ces essais ont été conduits à la rupture.

Les résultats obtenus en termes de capacité ultime sous chargement statique et de frottements mobilisés sont fortement dépendants du mode de mise en place et de la réponse mécanique de l'argile des Flandres. Ils sont évalués en confrontation avec plusieurs méthodes prévisionnelles.

2 ARGILE DES FLANDRES

Le site expérimental se situe sur la commune de Merville (59) dans le Nord de la France. Il se caractérise par une couverture de limons sableux à argileux de 3.5m d'épaisseur dans lequel fluctue la nappe phréatique (-2m environ lors des essais) sous laquelle on rencontre la formation d'argile des Flandres, particulièrement homogène sur toute la zone, et d'une puissance de 40m environ.

L'argile des Flandres, géologiquement comparable à l'argile de Londres et à l'argile de Boom, s'est déposée il y a 50 millions d'années (Eocène) dans un golfe marin qui couvrait toute la zone Nord de la France, de la Belgique et du Sud Est de l'Angleterre. Elle a été recouverte par des formations tertiaires dont la sédimentation s'est poursuivie jusqu'au Pleistocène supérieur. Le niveau du sol se situait alors probablement à 200m au-dessus du niveau actuel. Les formations sus-jacentes se sont érodées. Le processus d'érosion a été suivi au Quaternaire par le dépôt d'alluvions du Flandrien. Le matériau a été soumis a des cycles de chargement/déchargement et à des processus périglaciaires qui associés à des phénomènes de cimentation chimique et de vieillissement ont fortement conditionné son degré de surconsolidation (OCR) apparent (Josseaume, 1998).

L'argile des Flandres présente des caractéristiques voisines de celles des argiles de Londres et de Boom (Borel et Reiffsteck, 2005) :

- faible teneur en eau (de l'ordre de 30%)
- forte plasticité (IP voisin de 50)
- forte fissuration notamment au-delà de 5m de profondeur.

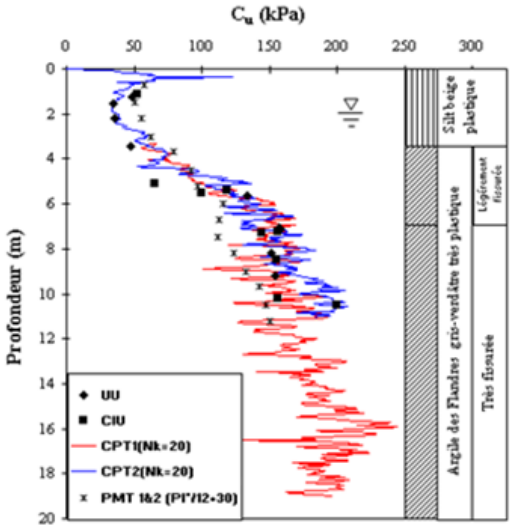


Figure 1. Conditions de sol au niveau du plot d'essais de Merville

Une campagne spécifique d'investigations a été réalisée au droit du plot d'essais comportant des essais au piézocône (CPTu), des essais au pressiomètre Ménard (PMT), des carottages continus et une série d'essais de laboratoire sur carottes. Les principaux résultats sont rassemblés sur les Figures 1 et 2 tandis que les paramètres caractéristiques qui seront utilisés pour le calcul des capacités sont indiqués dans le Tableau1.

Tableau 1. Paramètres géotechniques caractéristiques de l'argile de Merville

z (m)	γ (kN/m^3)	Cu (kPa)	OCR	Pl* (MPa)	q_{net} (MPa)
0-0,6	20	60		0,4	1,2
0,6-2,0	18	40		0,3	0,8
2,0-3,5	7	50		0,4	1,0
3,5-6,0	8	50/140	10/16	0,5/1,0	1,0/2,8
6,0-7,5	10	140/150	16	1,0	2,8/3,0
7,5-9,5	10	150/155	14	1,0/1,3	3,0/3,1
9,5- 13	10	155/165	12	1,3/1,5	3,1/3,3

Note: Nappe à 2m sous TN; limons sableux à argileux de 0 à 3.5m; argile des Flandres fissurée à partir de 3.5m puis très fissurée au-delà.

L'argile est fortement surconsolidée mais on dispose paradoxalement de peu d'informations fiables dans la littérature. L'OCR a été estimé à partir du CPT et de la relation de Mayne (1991) : OCR = k. $(q_t-\sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ avec k=0,5. Le facteur k est fonction du type de matériau. La valeur de 0,5 a été retenue car elle donne des valeurs d'OCR compatibles avec l'épaisseur de surcharge supposée et le gradient de $q_n = q_t-\sigma_{v0}$ dans l'argile intacte. A noter que pour l'argile de Londres, Powell et al., 1989 suggèrent des valeurs de k supérieures à 1.

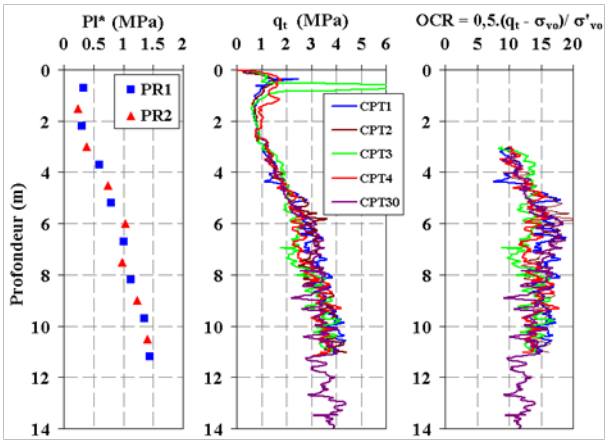


Figure 2. Profils de pression limite nette pressiométrique pl*, de résistance au cône q_t et de l'OCR sur le site de Merville

Les essais triaxiaux de type UU (non consolidés, non drainés) ou CIU (consolidés isotropiquement, non drainés) montrent des ruptures prématurées de type fragile, caractéristiques de ce t ype d'argile plastique fissurée et fortement surconsolidée. La rupture se caractérise par la formation de bandes de cisaillement contenant des particules réorientées, comme noté par Bond et Jardine (1991). Les valeurs de la résistance au cisaillement non drainée Cu sont corrélées à la résistance au cône par un facteur N_{kt} élevé, compatible avec la nature du matériau [$N_{kt}= (q_t - \sigma_{vo}) /Cu$ =20]. Le rapport Cu/σ'_{vo} est élevé ($1.2< Su/\sigma'_{vo}<1.8$). Les valeurs de pression limite pressiométrique nette sont assez bien reliées à Cu par la relation proposée par Amar et Jezequel (1998) : Cu = p_l*/12+30 avec Cu en kPa et p_l* en MPa.

3 PIEUX TESTS ET TYPES DE CHARGEMENTS

Dix pieux de 13 mètres de fiche ont été installés par l'entreprise Franki Fondation début Mars 2011 sur le site de Merville:

- 4 pieux tubulaires (D=406mm, e=14mm) fermés à leur base, guidés dans un trou préforé de 4m de profondeur puis battus à la fiche au marteau hydraulique IHC 30; le refoulement du sol est total;
- 4 pieux forés à la tarière creuse (D=420mm): une tarière à axe creux est vissée dans le sol sans extraction notable de matériau puis extraite sans dévissage tandis que le béton est injecté simultanément par l'axe creux. La partie basse est munie d'un manchon télescopique;
- 2 pieux vissés-moulés (D=420mm): le pieu est réalisé par un outil aléseur qui pénètre le sol par une action combinée de vérinage/rotation. Il est constitué d'un tube et d'un outil hélicoïdal à âm e creuse qui permet le bétonnage à la remontée. Le refoulement du sol est prépondérant.

Les pieux étaient instrumentés par la technique des extensomètres amovibles permettant d'avoir accès à la distribution des charges en fonction de la profondeur et aux valeurs locales du frottement latéral (tous les mètres).

Les essais de chargement exécutés fin Mai et Juin 2011 comportaient des essais statiques conventionnels avec paliers de 1 heure (Norme NF P 94-150-2), des essais statiques rapides (paliers de 3mn) et des séries d'essais cycliques. Les essais cycliques étaient de type répété ou alterné. Les résultats ont été partiellement publiés (Benzaria et al., 2012, 2013)

On s'intéresse uniquement dans ce qui suit aux résultats des essais statiques conventionnels en compression sur les trois types de pieux.

4 RESULTATS DES ESSAIS STATIQUES

Un essai statique conventionnel en compression a été exécuté sur chaque type de pieu. Les courbes de mobilisation de la capacité statique sont présentées sur la Figure3. Compte tenu de l'homogénéité de l'argile sur le site de Merville, les différences observées peuvent être attribuées au mode de mise en place.

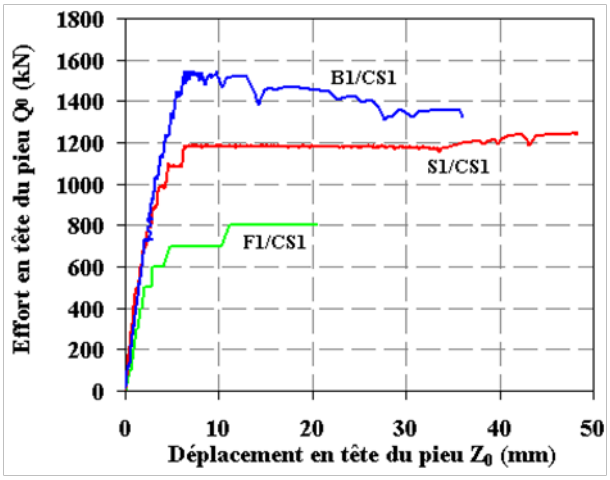


Figure 3: Courbes charge-déplacement en tête obtenues pour les essais statiques de référence sur les pieux F1, B1 et S1.

On constate:

- des écarts importants sur la capacité ultime de pic: respectivement 1530, 1250 et 800 kN pour le pieu battu B1, vissé S1 et foré F1. La différence est encore plus nette si on considère que le frottement du pieu battu est annulé sur les 4 mètres supérieurs ;
- une différence sur le comportement post-pic: le pieu battu est caractérisé par un radoucissement alors que les pieux forés et vissés montrent une rupture de type ductile. Les essais de traction effectués sur le pieu battu B4 (Benzaria et al., 2012) montrent que le radoucissement se poursuit jusque vers 80-100mm de déplacement ;
- le déplacement de la tête des pieux à la rupture est de l'ordre de 6mm (environ 1.5% du diamètre) pour les pieux refoulants B1 et S1. Il est plus élevé pour le pieu foré F1 (environ 12mm soit 3% du diamètre).

Le comportement global est confirmé par l'allure des frottements locaux. La Figure 4 montre trois courbes-types de mobilisation du frottement au même niveau (entre 8,4 et 9,4m) dans chacun des pieux. Sur l'ensemble des résultats, on note que le déplacement local nécessaire pour mobiliser le frottement maximal est sensiblement plus faible pour les pieux refoulants (3mm pour B1; 4mm pour S1) que pour le pieu foré (6mm).

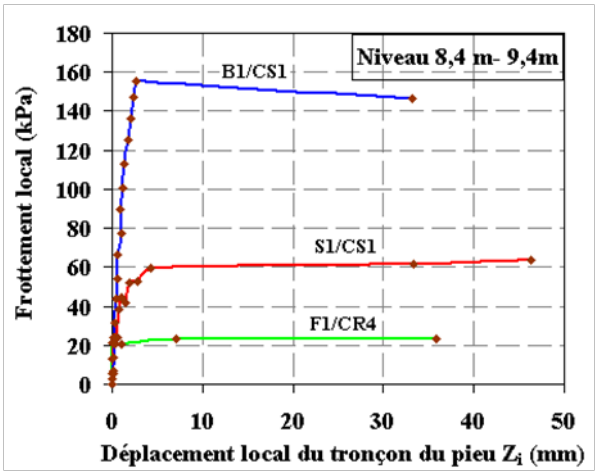


Figure 4 : Courbes-types de mobilisation du frottement au même niveau (entre 8,4 et 9,4m) dans chacun des pieux.

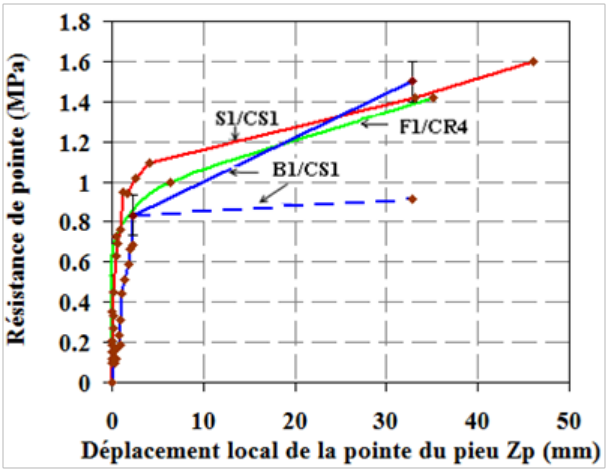


Figure 5: Courbes de mobilisation de l'effort de pointe pour chacun des pieux

La mobilisation d'effort de pointe pour les trois pieux est montrée sur la Figure 5. Les lois de mobilisation sont proches avec une réaction de la pointe rapide, ce q ui dénote une réalisation soignée de la pointe du pieu foré F1. A Zp = 0,1 D, la pression sous la pointe pour les trois pieux est de l'ordre de 1.5 MPa en bon accord avec la pression théorique $q_p = 9.Cu$. Le point de mesure à 33mm du pieu battu est probablement aberrant. La comparaison entre pieu battu en traction et en compression indique par différence un effort de pointe de 200 à 250 kN dans cette gamme de déplacements (voir courbe en pointillé).

5 INTERPRÉTATION COMPARATIVE

Les données expérimentales - sous la forme des distributions de frottements locaux à la rupture - sont confrontées aux estimations des méthodes prédictives jugées les plus pertinentes. On a retenu:

- pour les pieux battus: 1) les méthodes basées sur l'interprétation directe des essais in situ (pressiomètre et pénétromètre statique) telles que présentées dans la nouvelle norme Française NF-P 94 262, 2) la méthode API RP2 GEO basée sur une approche en contraintes totales et 3) la méthode ICP développée à l'Imperial College (Jardine et al., 2005).
- pour les pieux forés seules les méthodes de la norme NF-P 94 262 seront considérées.

Dans l'approche API RP2GEO, le frottement le long d'un pieu métallique battu fermé est donné par (Eq. 1).

$$f = \alpha . C_u \qquad (1)$$

avec :
C_u : résistance au cisaillement non drainée
$\alpha = 0.5\,\psi^{-0.5}$ si $\psi \leq 1$ et $\alpha = 0.5\,\psi^{-0.25}$ si $\psi > 1$
$\psi = C_u / \sigma'_{v0}$ avec σ'_{v0} = contrainte effective verticale

L'approche de l'Imperial College est une approche en contraintes effectives. Le frottement en compression sur un pieu battu est donné par (Eq. 2):

$$\tau_f = 0{,}8\,\sigma'_{rc}.tan\delta_f \qquad (2)$$

avec:δ_f : angle d'interface sol-pieu mesuré par des essais à la boîte de cisaillement annulaire simulant le niveau de contrainte normale effective σ'_{rc} et la rugosité du pieu.

σ'_{rc} : contrainte radiale effective agissant sur le fût du pieu après dissipation des pressions interstitielles générées par le battage.

La contrainte radiale effective s'exprime par:

$$\sigma'_{rc} = K_c.\sigma'_{vo} \qquad (3)$$

avec:
$K_c = [2 + 0.016\ YSR - 0.870\ \Delta I_{vy}]\ YSR^{0.42}\ (h/R)^{-0.2}$
YSR est le degré de surconsolidation apparent (OCR)
$\Delta I_{vy} = \log_{10} S_t$ avec S_t = sensibilité
h/R est la distance normalisée de la base du pieu par rapport au point de calcul. Ce terme quantifie la dégradation du frottement due au battage ("friction fatigue")

On a reporté sur la Figure 6 les valeurs du frottement local mesurées sur le pieu B1 au pic ainsi que les distributions des frottements calculées par les méthodes prédictives.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux battus basées sur le CPT ou le PMT donnent des frottements

anormalement bas, qui confirment le caractère particulièrement conservatif des approches françaises vis à vis du pieu battu.

La méthode API RP2GEO, appliquée pour les fondations offshore, donne des valeurs plus réalistes mais inférieures aux mesures.

La méthode ICP a été appliquée en considérant les valeurs d'OCR indiquées dans le Tableau 1 et des valeurs d'angle d'interface sol-pieu telles que mesurées sur trois essais à la boîte de cisaillement annulaire de Bromhead en appliquant la procédure décrite dans Jardine et al .(2005). Les valeurs de pic δ_{pic} et à grands déplacements relatifs δ_{res} sont respectivement de l'ordre de 21° et 14°. Ces valeurs sont en bon accord avec les valeurs obtenues par Bond et Jardine (1991) sur l'argile de Londres et les bases de données actuelles (Jardine et al., 2005)

Les valeurs de frottements obtenues par la méthode ICP en utilisant la valeur δ_{pic} sont les plus proches des valeurs mesurées. Elles rendent compte des fortes valeurs mobilisées dans l'argile des Flandres intacte au-delà de 7m de pénétration et de l'effet de dégradation du frottement dû au battage dans les couches supérieures entre 4 et 7m.

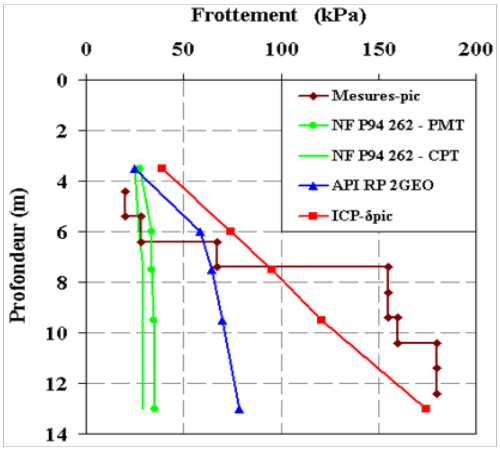


Figure 6: Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur le pieu battu B1.

La Figure 7 permet de comparer les valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

Les méthodes de la norme NF-P 94 262 pour les pieux vissés moulés donnent des frottements réalistes. Pour les pieux forés les frottements sont surestimés dans l'argile des Flandres.

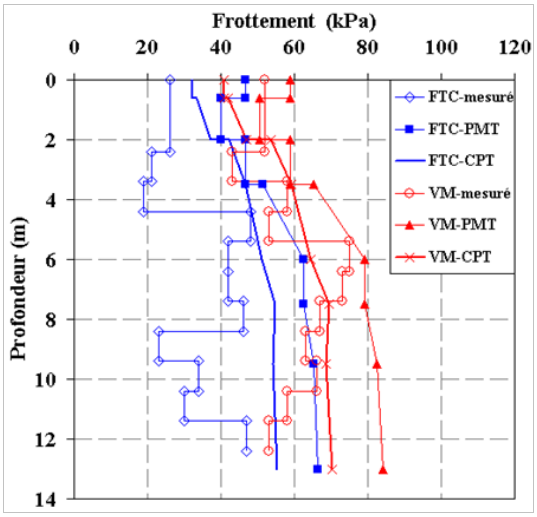


Figure 7: Comparaison des valeurs du frottement local mesurées et calculées sur les pieux foré F1 et vissé S1.

6 CONCLUSIONS

Le mode de mise en place influe très fortement sur la capacité statique de pieux dans les argiles fissurées, fortement plastiques et surconsolidées telles que l'argile des Flandres.

Le pieu métallique battu fermé, fortement refoulant, mobilise des frottements très élevés (> 150kPa) égaux ou supérieurs à la valeur locale de la cohésion drainée du matériau.

Le pieu foré à la tarière creuse non refoulant mobilise des frottements nettement inférieurs (de l'ordre de 40kPa).

Le pieu vissé moulé partiellement refoulant mobilise des frottements sensiblement plus élevés (de l'ordre de 60kPa)

La méthode ICP en contraintes effectives est la seule méthode considérée qui permette, dans ce type de matériau, de rendre compte des très fortes valeurs de frottement enregistrées sur les pieux battus.

Les méthodes de la norme française NF-P 94 262 basées sur les essais in situ prédisent de manière assez réaliste le frottement des pieux vissés et surestiment celui des pieux à la tarière creuse. Elles sous-estiment dramatiquement les frottements sur les pieux métalliques battus.

7 REMERCIEMENTS

Les résultats présentés dans cette communication ont été acquis dans le cadre du Projet National Français SOLCYP. SOLCYP est un p rojet de recherche sur le comportement des pieux soumis à des sollicitations cycliques, regroupant 12 entreprises et bureaux d'études du génie civil et 6 organismes universitaires et de recherche. Il est piloté par l'IREX et financé par les partenaires, l'Agence Nationale de la Recherche, le Ministère de l'Ecologie, du D éveloppement Durable et de l'Energie et la Fédération Nationale des Travaux Publics. Les auteurs remercient les partenaires du pr ojet d'avoir autorisé la publication de ces données.

8 REFERENCES

AFNOR.1999. NF P 94-150-2. Norme Française. Sols: Reconnaissance et Essais – Essai statique de pieu sous effort axial – Partie 1: en compression et Partie 2: en traction.

AFNOR. 2012. NF P 94 262. Norme d'application de la Norme Française NF EN 1997-1. Fondations profondes

API RP2GEO (2011) API Recommended Practice, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition, April 2011.

Benzaria O., Le Kouby A. and Puech A. 2012. Cyclic axial load-tests on driven and bored piles in overconsolidated clay, *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London

Benzaria O., Puech A. and Le Kouby A. 2013. Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans une argile surconsolidée. *Proceedings 18th ICSMGE, Paris*

Bond A.J. and Jardine R.J. 1991. Effects of installing displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique*, 41(3) 341-363.

Bond A.J. and Jardine R.J. 1995. Shaft capacity of displacement piles in a high OCR clay. *Géotechnique*, 45: 3–23.

Borel S. and Reiffsteck P. 2006. Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. *Géotechnique et Risques Naturels,* LCPC, GT81.

Jardine R., Chow F., Overy R. and Standing J. 2005. ICP design methods for driven piles in sands and clays. *Thomas Thelford Publishing*, London

Josseaume H. 1998. Propriétés mécaniques de l'argile des Flandres à Dunkerque et Calais. Revue Française de Géotechnique, N°84.

Puech A., Canou J., Bernardini C., Pecker A., Jardine R., and Holeyman A. 2012. SOLCYP: a four year JIP on the behavior of piles under cyclic loading. *Offshore Site Investigation and Geotechnics*, SUT, London